

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTASY

30-0025/0001

10-0025

Stahlbeton-Durchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff
bei Variierung von Stahlart und -güte der
Biegezugbewehrung im Stützbereich

Anlage 7.1 fehlt
3.2 - -

B e r i c h t

erstattet von

Prof. Dr.-Ing. Karl Kordina

Dipl.-Ing. J. Wesche

Mai 1979

Die Untersuchungen wurden im Auftrage des Innenministers des Landes
Nordrhein-Westfalen (Az. VB1 - 72.02 Nr. 40/73) durchgeführt.

Inhaltsverzeichnis

Seite

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | <u>Allgemeines, Zweck der Untersuchungen und Zusammenfassung früherer Versuchsreihen</u> | 1 |
| 2. | <u>Versuchsprogramm und Beschreibung der Versuchskörper</u> | 3 |
| 2.1 | Baustoffe | 6 |
| 2.1.1 | Beton | 6 |
| 2.1.2 | Bewehrungsstahl | 7 |
| 2.2 | Statisches System und Bemessung | 9 |
| 2.3 | Lagerung und Trocknung. | 11 |
| 3. | <u>Versuchsaufbau und -durchführung</u> | 12 |
| 3.1 | Brandraum und Beheizung | 12 |
| 3.2 | Einbau und Belastung der Versuchskörper | 12 |
| 3.3 | Meßprogramm | 13 |
| 3.3.1 | Messung der Brandraumtemperaturen | 13 |
| 3.3.2 | Messung des Temperaturverlaufes über den Beton- querschnitt | 13 |
| 3.3.3 | Messung der Stahltemperaturen | 13 |
| 3.3.4 | Messung der Stahldehnung. | 13 |
| 3.3.5 | Messung einer Endauflagerkraft | 13 |
| 3.3.6 | Messung der vertikalen Durchbiegung | 13 |
| 3.3.7 | Messung der horizontalen Verschiebung und der Endverdrehung | 13 |
| 3.3.8 | Sonstige Beobachtungen | 14 |
| 4. | <u>Versuchsergebnisse - Plattenstreifen 1-9</u> | 14 |
| 4.1 | Temperatur-Zeit-Verläufe | 14 |
| 4.2 | Stützmomentenverlauf | 14 |
| 4.3 | Stahldehnungen und Stahlspannungen der Stützbewehrung . . | 17 |
| 4.4 | Vertikaldurchbiegungen | 19 |
| 4.5 | Horizontalverschiebung und Endverdrehung | 19 |
| 4.6 | Sonstige Beobachtungen | 19 |
| 5. | <u>Wertung der Versuchsergebnisse - Plattenstreifen 1-9</u> | 29 |
| 5.1 | Schnittgrößenumlagerungen | 29 |
| 5.2 | Versagenskriterien | 29 |
| 5.2.1 | Frühzeitiges Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons am Ende der Stützbewehrung | 29 |
| 5.2.2 | Versagen der Feldbewehrung | 30 |
| 5.2.3 | Bruch der Stützbewehrung unmittelbar über dem Zwischen- auflager | 30 |
| 5.2.4 | Gegenüberstellung der Versagenskriterien mit den erreich- ten Feuerwiderstandszeiten | 31 |
| 5.3 | Einflußfaktoren auf das Tragverhalten von durchlaufenden Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung | 35 |

+ 200.8102 = 200.8102

| | | |
|-------|---|----|
| 5.3.1 | Einfluß von Stahlart und -güte der Bewehrung und Einfluß des Bewehrungsgehaltes und der Rißbildung. . . | 35 |
| 5.3.2 | Bewehrungsführung im negativen Momentenbereich | 38 |
| 5.3.3 | Einfluß von Obergurten vorgefertigter Gitterträger auf die Bewehrungsführung | 40 |
| 5.3.4 | Wertung der verschiedenen Einflußfaktoren | 41 |
| 6. | <u>Vorschläge zur konstruktiven Gestaltung und Bewehrungsführung von durchlaufenden Stahlbetonplatten</u> | 43 |
| 6.1 | Allgemeines zu den Konstruktionsvorschlägen. | 43 |
| 6.2 | Konstruktive Gestaltung im negativen Momentenbereich . | 43 |
| 6.3 | Bewehrungsführung in den Plattenfeldern. | 45 |
| 7. | <u>Ergebnisse und Auswertung von Versuch 10 - durchlaufende Rippendecke</u> | 46 |
| 7.1 | Beschreibung der Rippendecke | 47 |
| 7.2 | Versuchsergebnisse | 47 |
| 7.3 | Wertung der Versuchsergebnisse | 48 |
| 8. | <u>Ergebnisse und Auswertung von zwei Versuchen an zweischaligen Stahlbetonrippendecken (Stahlbetonhohlplatten)</u> | 49 |
| 8.1 | Beschreibung der Stahlbetonhohlplatten | 49 |
| 8.2 | Versuchsbeobachtungen | 52 |
| 8.3 | Wertung der Versuchsergebnisse | 54 |
| 9. | <u>Zusammenfassung</u> | 57 |
| | <u>Literaturverzeichnis</u> | 58 |

Verzeichnis der Tabellen

| | Seite |
|---|-------|
| Tabelle 1: Bisher durchgeführte Versuche | 1 |
| Tabelle 2: Versuchsprogramm | 5 |
| Tabelle 3: Mischungsverhältnisse und Betongüten | 6 |
| Tabelle 4: Kennwerte der Bewehrung | 8 |
| Tabelle 4a: Stabdurchmesser und Stababstände der Stützbewehrung . . . | 9 |
| Tabelle 5: Belastung, Schnittgrößen, Dehnungen im Kaltzustand . . . | 10 |
| Tabelle 6: Betonfeuchtigkeitsgehalt | 11 |
| Tabelle 7: Stahldehnungen und -spannungen sowie Momente unter Gebrauchslast und infolge Brandeinwirkung | 18 |
| Tabelle 8: Versuchsbeobachtungen | 20 |
| Tabelle 9: Zusammenfassung der Versuchsdaten im Hinblick auf die Stahlgüte, den Bewehrungsgehalt und das Versagenskriterium | 35 |

Verzeichnis der Anlagen

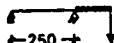
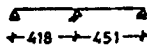
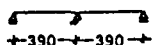
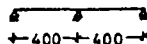
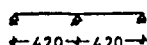
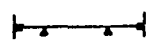
Anlagen 0.1 - 0.3 Versuchsaufbau

| | | | |
|---------------------|--------------------------------|---|-------------|
| Anlage 1.1 | Schal- und Bewehrungsplan |) | |
| Anlage 1.2 | Lage der Meßstellen |) | |
| Anlage 1.3 | Temperaturen am Prüfkörper |) | |
| Anlage 1.4 | Stahldehnungen und -spannungen |) | Platte 1 |
| Anlage 1.5 | Veränderung der Schnittkräfte |) | |
| Anlage 1.6 | Verformungen |) | |
| Anlagen 2.1 - 2.6 | | | Platte 2 |
| Anlagen 3.1 - 3.6 | | | Platte 3 |
| Anlagen 4.1 - 4.6 | | | Platte 4 |
| Anlagen 5.1 - 5.6 | | | Platte 5 |
| Anlagen 6.1 - 6.6 | | | Platte 6 |
| Anlagen 7.1 - 7.6 | | | Platte 7 |
| Anlagen 8.1 - 8.6 | | | Platte 8 |
| Anlagen 9.1 - 9.6 | | | Platte 9 |
| Anlagen 10.1 - 10.6 | | | Rippendecke |
| Anlage 11.2 | Systemskizze Hohlkörperdecke | | |
| Anlage 11.6 | Verformungen Hohlkörperdecke | | |

1. Allgemeines, Zweck der Untersuchungen und Zusammenfassung früherer Versuchsreihen

Im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig wie auch in anderen Forschungslaboratorien wurden in den letztvergangenen Jahren mehrfach Versuche zur Erforschung des Tragverhaltens von durchlaufenden Stahlbetonbiegegliedern unter Brandbeanspruchung durchgeführt. Der Schwerpunkt lag dabei auf der Untersuchung des Tragverhaltens von durchlaufenden Stahlbeton**balken** [1] - [4] , aber auch das Tragverhalten durchlaufender Plattenkonstruktionen unter Brandbeanspruchung wurde studiert. In der folgenden Tabelle 1 wurden die bisher durchgeführten Platten-Versuche zur besseren Übersicht zusammengestellt.

Tabelle 1: Bisher durchgeführte Versuche

| Bezeichnung | System | Querschnitt | Bewehrung über dem Zwischenauflager im Feld liegende obere Bew. | | Feuerwiderstandsdauer (Tragfähigk.) | Bruchart |
|--|---|---|--|-----------------|--|--|
| Plattenversuche BS 1964 - 1965 |  | b/d [cm] 150/12 | elastische Bemessung $\frac{1}{3} Fe_{Feld}$ 1) | | > 240 min | kein Bruch |
| | | 150/12 | elast. Bem. + 30 % $\frac{1}{3} Fe_{Feld}$ | | > 120 min | |
| Rippendecken Berlin |  | b/b ₀ /d/d ₀ [cm] | elast. Bem. $\frac{1}{3} Fe_{Feld}$ | Halb-massivstr. | < 30 min (~ 40 min) | Verlust Raumabschl. |
| | | 50/7,5/5/15 | | stat. erf. | | |
| | | 50/10/8/20 | " | M = 0 | > 120 min | kein Bruch |
| | | 50/10/8/20 | " | M = 0 | > 120 min | |
| Rippendecken Braunschweig (Fa. Kaiser) |  | 62,5/9/8/25,5 | " | M = 0 | ≥ 105 min | Versuchsende kurz vor Biegebruch im Feld |
| | | 62,5/9/8/25,5 | " | M = 0 | > 105 min | |
| | | 62,5/9/8/25,5 | " | stat. erf. | > 95 min | |
| Plattenversuch Braunschweig 1973 |  | b/d [cm] 100/10 | "plastische Bemessung" 2) $\frac{1}{5} Fe_{Stütz}$ 1) | | 20 min | Riß der Stützbewehr. |
| Hohlkörperdecken (MPA-Versuch) |  | 200/20 | "plastische Bemessung" 2) $\frac{1}{5} Fe_{Stütz}$ 1) | | > 90 min | - Riß der Stützbewehr. |
| | | 200/30 | | | ~ 50 min | |
| schwedische Versuche |  | 15/10 | s. [7] | | | |

- 1) $\frac{1}{3} Fe_{Feld}$ bzw. $\frac{1}{5} Fe_{Stütz}$ bezeichnet die im Feld durchlaufende obere Bewehrung.
- 2) "plast. Bemessung" bedeutet Abdeckung des Gebrauchslastmomentes im Stützbereich wie bei der "elastischen Bemessung", jedoch Verlängerung der obliegenden Bewehrung so, daß die aus Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten entstehende Momentenlinie abgedeckt wird.

Die erste Versuchsreihe an Plattenstreifen wurde mit verhältnismäßig kleinen Stützweiten durchgeführt, die keine großen Auflagerrotationen erlaubten und diesbezüglich nicht ohne weiteres auf größere Stützweiten übertragbar sind; es kam zu den erwarteten Schnittgrößenumlagerungen, die u.a. von dem Bewehrungsgehalt über dem Zwischenauflager abhingen, und zu vergleichsweise langen Feuerwiderstandsdauern.

Die Versuche an einer schlanken Platte und an einer Hohlkörperdecke mit wesentlich größeren Stützweiten führte dagegen zu einem Zugbruch aller Bewehrungsstäbe unmittelbar über dem Zwischenauflager nach einer Brandbeanspruchung von nur 20 min. Diese Durchlaufsysteme versagten anschließend frühzeitig durch Überschreiten der zulässigen Verformungsgeschwindigkeit in den Feldern. Diese Versagensart trat ein, obwohl die Stützbewehrung den für Durchlaufbalken erarbeiteten Bewehrungsrichtlinien [1] entsprach, d.h. der Momentenlinie aus Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten angepaßt worden war.

Diese überraschenden Ergebnisse werfen eine Reihe von Fragen auf, deren Beantwortung im Rahmen dieser Forschungsarbeit gesucht wird:

- a) Welchen Einfluß hat die Stahlgüte bzw. Stahlart (unterschiedliche Bruch- bzw. Gleichmaßdehnung) der Biegezugbewehrung im Stützbereich auf das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung?
- b) Welchen Einfluß hat die Bewehrungsführung im Stützbereich auf die Rißbildung bzw. Rißverteilung?
- c) Haben angeschweißte Querstäbe (Betonstahlmatten) eine negative Auswirkung auf das Brandverhalten von Durchlaufplatten?
- d) Ist das Tragverhalten von End- und Mittelfeldern unterschiedlich zu beurteilen?
- e) Ist bei Durchlaufplatten eine durchgehende obere Feldebewehrung in Anlehnung an die z.Z. gültige DIN 4102 Blatt 4, Ausgabe 1970, erforderlich?

Das Ziel der geplanten Versuchsreihe ist darin zu sehen, für die Praxis ein Bemessungsverfahren zu erarbeiten, das es gestattet, in wirtschaftlicher Weise Durchlaufplatten für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer zu dimensionieren, wobei die gefundenen Konstruktionsrichtlinien in DIN 4102 Teil 4 mit aufgenommen werden sollen. Im Zusammenhang damit sind die Versuchsergebnisse an

Rippendecken [6] dahingehend zu untersuchen, ob im Bereich der Zwischenauflager ein Halbmassivstreifen bis zum Momentennullpunkt - entsprechend dem Entwurf DIN 4102 Teil 4, Ausgabe 1978 - erforderlich ist, oder ob geringere Abmessungen möglich sind.

2. Versuchsprogramm und Beschreibung der Versuchskörper

In die Auswertung wird ein Plattenversuch aus dem Forschungsvorhaben "Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff" [1] in das vorliegende Forschungsprogramm mit einbezogen, da dieser Versuch (Versuch 1, Tabelle 2) mit frühzeitigem Zugbruch der Stützbewehrung das vorliegende Versuchsprogramm entscheidend beeinflusste.

Die meisten Versuche (1-3, 6-9 und 10) wurden als Zweifeldstreifen $l_1 = l_2 = 4,00$ m konzipiert, die Versuche 4 und 5 entsprachen in den Stützweitenverhältnissen Brandversuchen an Platten im natürlichen Einbauzustand beim Forschungsvorhaben "Brandversuche Lehrte" [5].

Die erforderliche Stützbewehrung wurde bei allen Versuchen aus dem Gebrauchszustand gemäß DIN 1045 ermittelt. Durch Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten wird die Bewehrung bis an ihre Fließgrenze beansprucht. Dies führt jedoch auch zu einer Verschiebung der Momentennullpunkte in Richtung Feldmitte. Mehrere Versuche [2] haben gezeigt, daß diese Verschiebung nur durch eine Verlängerung der "Einbindungslängen" der Stützbewehrung in die Felder abzudecken ist. Abgesehen von Platte 4 wurden alle Versuchskörper unter Berücksichtigung dieser Aspekte bewehrt.

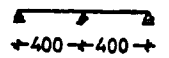
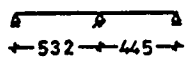
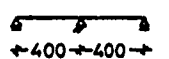
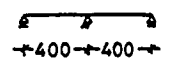
Versuch 4 entsprach in den Abmessungen u n d in der Bewehrungsführung als Plattenstreifen einer Platte im natürlichen Einbauzustand in Lehrte [5].

Die Plattenstreifen 6 - 9 wurden als Fertigteile mit einer statisch mitwirkenden Ortbetonschicht hergestellt. Die 4 cm dicken Fertigteilplatten waren mit 7 cm bzw. 9 cm hohen Gitterträgern und einer Betonstahlmatte bewehrt. Die Versuche mit diesen Platten sollten zusätzlich darüber Aufschluß geben, ob die Obergurte der Gitterträger (\emptyset 8 BSt 50/55) als obere Bewehrung auf die "Brandschutzbewehrung" mit anzurechnen sind und ob der Verbund zwischen Fertigteil und Ortbeton unter Brandbeanspruchung beeinträchtigt wird.

Mit Versuch 10 wurde eine Stahlbetonrippendecke ($b = 1,98 \text{ m}$) untersucht, bei der ein nur 40 cm langer Halbmassivstreifen ($\sim l/10$) auf beiden Seiten des Zwischenauflagers ausgeführt wurde. Die Forderung nach Entwurf DIN 4102 Teil 4 wurde nicht erfüllt, da der Momentennullpunkt etwa 1,0 m vom Zwischenauflager entfernt lag.

In der folgenden Tabelle 2 ist eine Übersicht des Versuchsprogramms wiedergegeben.

Tabelle 2: Versuchsprogramm

| Bezeichnung | System | Querschnitt b/d/h (cm) | Feldbewehrung | μ F_e/F_b | Stützbewehrung ²⁾ | Durchgehende obere Bewehrung in den Feldern | |
|-----------------|---|---|--------------------------------------|-----------------------|--|--|-----------------------------|
| 1 |  | 100/10/8 | BSt 50/55 RK Bem.n. DIN 1045 | 0,65 % | BSt 50/55 R 337 + R 317 mit Abminderung gemäß DIN 1045 Zi.15.1.2 Abdeckung der "plast. Momentenlinie" | + 1/5 $F_{e\text{Stütz}}$ | |
| 2 | | | BSt 42/50 RU Bem.n. DIN 1045 | 0,87 % | BSt 42/50 RU $\emptyset 10$ e = 9,0 cm mit Abminderung gemäß DIN 1045 Zi.15.1.2 Abdeckung der "plast. Momentenlinie" | + 1/5 $F_{e\text{Stütz}}$ | |
| 3 | | | BSt 50/55 RK Bem.n. DIN 1045 | 0,83 % | BSt 50/55 R 513 + R 317 ohne Abminderung gemäß DIN 1045 Zi.15.1.2 Abdeckung der "plast. Momentenlinie" | ohne obere Feldbewehrung | |
| 4 ¹⁾ |  | 100/15/13 | BSt 50/55 RK Bem.n. DIN 1045 | 0,55 % | BSt 50/55 R 443 + R 377 ohne Abminderung Bewehrungsführung gemäß DIN 1045 | | |
| 5 ¹⁾ | | | BSt 50/55 RK Bem.n. DIN 1045 | 0,55 % | BSt 50/55 R 443 + R 377 ohne Abminderung Abdeckung der "plast. Momentenlinie" | | |
| 6 |  | 100/14/12 | Gitterträger + Matte BSt 50/55 | 0,47 % | R 443 + R 221 Abst. Längsbew. 15,0 cm Gitterträgerhöhe 7,0 cm | BSt 50/55 ohne Abminderung "plastische Momentenlinie" | ohne obere Feldbewehrung |
| 7 | | | Gitterträger + Matte BSt 50/55 | 0,47 % | R 443 + R 221 Abst. Längsbew. 7,5 cm Gitterträgerhöhe 9,0 cm | | |
| 8 | | | Gitterträger + Matte BSt 50/55 | 0,27 % + 0,24 % | R 377 + $\emptyset 8$ BSt 42/50 RK Abst. Längsbew. 7,5 cm Gitterträgerhöhe 9,0 cm | | |
| 9 | | | Gitterträger + Matte BSt 50/55 | 0,47 % + 0,09 % | BSt 50/55 + Zulage von 20 % BSt 50/55 R 664 + 1 m R 131, Abd."plast. Momentenl." Gitterträgerhöhe 7,0 cm | ohne obere Feldbewehrung | |
| 10 |  | Rippendecke b/b ₀ /d/d ₀ 62/12/9/45 | BSt 42/50 RK | 0,62 % | BSt 42/50 4 $\emptyset 12$ + 2 $\emptyset 10$ /Rippe Abdeckung "plastische Momentenlinie" im Feld oben BSt 50/55 durchgehend | + 1/5 $F_{e\text{Stütz}}$ | |

1) Vergleichsversuche zum Forschungsprogramm "Brandversuche Lehrte"

2) Baustoffeigenschaften sind in Tabelle 3 und 4 wiedergegeben.

2.1 Baustoffe

2.1.1 Beton

Der Beton für die Versuchskörper wurde von einem Betonwerk bezogen und sollte jeweils der Güteklasse Bn 250 entsprechen. In der folgenden Tabelle 3 sind die Betonzusammensetzung, das planmäßige Wasserzementverhältnis und die Nennfestigkeit β_{wN} sowie die Serienfestigkeit β_{wS} nach 28 Tagen zusammengestellt. Die Biegezugfestigkeit β_{BZ} wurde näherungsweise nach der Formel $\beta_Z \approx 0,95^3 \sqrt{\beta_{wN}^2}$ ermittelt.

Tabelle 3: Mischungsverhältnisse und Betongüten

| Vers.- Körper | Zuschlagstoffe in % | | | | Bindemittel | | W/Z | β_{wN28} | β_{wS28} | β_{BZ} |
|------------------|---------------------|-----|------|-------|------------------------------|----------------------------|--------|----------------|----------------|--------------|
| | 0-2 | 2-8 | 8-16 | 16-32 | Art | Menge (kg/m ³) | | | | |
| 1 | 66 | 16 | 18 | - | PZ 350 F | 320 | ~ 0,70 | 297 | 303 | 42 |
| 2 | 66 | 16 | 18 | - | PZ 350 F | 320 | ~ 0,70 | 252 | 280 | 38 |
| 3 | 66 | 16 | 18 | - | PZ 350 F | 320 | ~ 0,70 | 261 | 275 | 39 |
| 4 | 40 | 15 | 20 | 25 | PZ 350 F | 250 | ~ 0,75 | 292 | 330 | 42 |
| 5 | 40 | 15 | 20 | 25 | PZ 350 F | 250 | ~ 0,75 | 320 | 339 | 45 |
| 6 | 35 | 15 | 25 | 25 | PZ 350 F + Flug- asche | 270 40 | 0,66 | 382 | 394 | 50 |
| 7 | | | | | | | | 382 | 394 | 50 |
| 8 | | | | | | | | 365 | 404 | 49 |
| 9 | | | | | | | | 365 | 404 | 49 |
| 10 | 40 | 20 | 40 | - | PZ 350 F | 315 | 0,6 | 351 | 398 | 47 |

Eine genaue Analyse der Baustoffzusammensetzung der Fertigteilelemente der Versuche 6-9 und der zugehörigen Betondruckfestigkeiten war nicht möglich, da von der Lieferfirma keine entsprechenden Angaben gemacht und Probewürfel nicht mitgeliefert wurden. Die Betondruckfestigkeit wurde lediglich mit einem "Schmidt-Hammer" überprüft; es wurde bei allen Platten eine mittlere Betondruckfestigkeit von $\beta_b \approx 380 \text{ kp/cm}^2$ festgestellt.

2.1.2 Bewehrungsstahl

Der Bewehrungsstahl wurde in den meisten Fällen vor und nach den Brandversuchen untersucht. In σ - ϵ -Diagrammen wurden die Streckgrenzen und die Zugfestigkeit der Stähle ermittelt (β_s und β_z). Über die Länge der gerissenen Probe wurde die Bruchdehnung δ_{10} errechnet. Außerdem wurden an den gleichen Proben die Gleichmaßdehnung δ_g nach DIN 50 145 ermittelt.

Auf eine genaue Auswertung der teilweise unterschiedlichen Ergebnisse von Proben mit Schweißstelle im Prüfbereich bzw. von Proben ohne Schweißstelle oder auch der unterschiedlichen Ergebnisse von Proben vor und nach dem Brandversuch wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Sie wird im Zusammenhang mit den bereits bewilligten Ergänzungsversuchen erfolgen.

Eine Übersicht der wichtigsten Kennwerte der Bewehrung sind in den Tabellen 4 und 4a wiedergegeben.

Tabelle 4: Kennwerte der Bewehrung

| Vers. | Bewehrungsart | Kaltzustand | | | | Branddauer [min] | maximale Stahl- temperatur [°C] | nach der Brandbeanspruchung | | | Handels- bezeichnung |
|-------|--|------------------------------------|------------------------------------|----------------------|------------------------|---------------------|---------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | β_s [kp/cm ²] | β_z [kp/cm ²] | δ_{10} [%] | δ_g [%] | | | β_s [kp/cm ²] | β_z [kp/cm ²] | δ_{10} [%] | |
| 1 | BSt. 50/55 RK Stützbewehrung | 5500 | 6100 | 8,3 | - | - | - | - | - | - | (R 377) |
| | BSt. 50/55 RK Feldbewehrung | 5500 | 6200 | 8,8 | - | - | - | - | - | - | (R 443) |
| 2 | BSt. 42/50 RU Stützbewehrung | 5800 | 7000 | 14,5 | 7,3 - 8,1 | 93 | 185 - 220 | 5800 | 7000 | 14,5 | (Ø 10) |
| | BSt. 42/50 RU Feldbewehrung | 5750 | 6920 | 15,0 | - | | 520 - 680 | 5100 | 6500 | 16 | (Ø 10) |
| 3 | BSt. 50/55 RK Stützbewehrung | 5650 5800 | 6300 6100 | 13,5 12,5 | 5,0 - 6,0 5,4 - 8,0 | 85 | 150 - 195 | 5800 5950 | 6500 6250 | 13 12 | (R 317) (R 513) |
| | BSt. 50/55 RK Feldbewehrung | 5600 | 6300 | 13,5 | - | | 500 - 800 | 3200 | 4600 | 9,1 | (R 317) |
| 4 | BSt. 50/55 RK Stützbewehrung | 6100 | 6600 | - | 1,0 - 3,0 (5) | 54 (4) | (4) 80 | 6100 | 6600 | - | (R 377) |
| 5 | BSt. 50/55 RK Feldbewehrung | 6100 | 6600 | - | - | | (4) 450 - 540 | 3300 | 4322 | 9,2 | (R 377) |
| 6 | BSt. 50/55 RK Stützbewehrung | 5800 | 6100 | 9,7 | 2,4 - 3,0 | 62 | 40 | 5800 | 6100 | 9,7 | (R 443) |
| | BSt. 50/55 RK Feldbewehrung | 5500 | 5900 | - | - | | 300 | 4900 | 5500 | 16,4 | (R 257) |
| 7 | BSt. 50/55 RK Stützbewehrung | 5400 5900 | 5900 6300 | 8,2 10,2 | 1,7 - 3,5 - | 29 | 30 | - | - | - | (R 443) |
| 8 | BSt. 50/55 RK BSt. 42/50 RK Stützbewehrung | 6050 4650 | 6600 5120 | 8,3 11,9 | 2,4 - 3,5 5,2 - 5,3 | 70 | 40 - 100 | 6100 4600 | 6600 5100 | 6,7 ¹⁾ 12 | (R 377) (Ø 8) |
| | BSt. 50/55 RK Feldbewehrung | 5800 | 6200 | 8,3 | - | | ~ 280 | 2850 | 4000 | 10-14 | (R 257) |
| 9 | BSt. 50/55 RK | 5500 | 6000 | 8,5 | 2,8 - 6,7 | 160 | 80 - 190 | 5700 | 6050 | 7,2 ¹⁾ | (R 664) |

1) Die Werte wurden an Proben mit einer Schweißstelle in Probenmitte gemessen.

Tabelle 4 a: Stabdurchmesser und Stababstände der Stützbewehrung

| Versuch | Stabform | Bezeichnung | Stabdurchmesser | | Stababstand | |
|---------|------------------|-------------|-----------------|------|-------------|---------|
| | | | längs | quer | längs | quer 1) |
| | | | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 1 | Betonstahlmatten | R 317 | 5,5 d | 4,5 | 150 | 250 |
| | | R 377 | 6,0 d | 5,0 | 150 | 250 |
| 2 | Rippenstäbe | - | 10,0 | 6,0 | 90 | 150 |
| 3 | Betonstahlmatten | R 513 | 7,0 d | 6,0 | 150 | 250 |
| | | R 317 | 5,5 d | 4,5 | 150 | 250 |
| 4 + 5 | Betonstahlmatten | R 443 | 6,5 d | 5,5 | 150 | 250 |
| | | R 377 | 6,0 d | 5,0 | 150 | 250 |
| 6 + 7 | Betonstahlmatten | R 443 | 6,5 d | 5,5 | 150 | 250 |
| | | R 221 | 6,5 | 4,0 | 150 | 250 |
| 8 | Betonstahlmatte | R 377 | 6,0 d | 5,0 | 150 | 250 |
| | Rippenstab | - | 8,0 | 6,0 | 150 | 300 |
| 9 | Betonstahlmatten | R 664 | 6,5 d | 6,5 | 100 | 250 |
| | | R 131 | 5,0 | 4,0 | 150 | 250 |

1) Bei mehrlagiger Bewehrung wurden die Matten so verlegt, daß der Querstababstand halbiert wurde.

2.2 Statisches System und Bemessung

Die Stützweitenverhältnisse und Querschnittsabmessungen sind Tabelle 2 zu entnehmen. Als Bemessungsgrundlage ist für alle Versuche DIN 1045 maßgebend. Abgesehen von Versuch 4 wurden die Momentenlinien, die sich aus der Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten ergaben, abgedeckt. In den Versuchen 1 und 2 wurden die Stützmomente aus Gebrauchslast gemäß DIN 1045 Ziffer 15.1.2 abgemindert. Aufgrund des negativen Ergebnisses von Versuch 1 wurden bei den übrigen Versuchen, bei denen die Stützbewehrung aus Betonstahlmatten gewählt wurde, die Stützmomente für die Bemessung nicht mehr abgemindert.

Die Belastung wurde je Feld über 8 Einzellasten eingetragen und erzeugte eine Momentenlinie, die annähernd der aus einer gleichmäßig verteilten Streckenlast entsprach.

In Tabelle 5 (siehe Seite 10) sind die maßgebenden Schnittgrößen und Spannungen zusammengestellt.

Tabelle 5: Belastung, Schnittgrößen, Dehnungen im Kaltzustand

| Versuchs- körper | Belastung g+p [Mp/m ²] | Schnittgrößen im Gebrauchszustand | | | | Dehnungen + Stahlspannungen im Bereich Mittelaufleger | | |
|--------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------|------------------------------|----------------------|--|-----------------------|---|
| | | min M _B | max M _F | max B | max A max C | Bemessungswerte | | Gebrauchszustand |
| | | [Mpm/m] | [Mpm/m] | [Mp/m] | [Mp/m] | -ε _{b1} [%] | ε _e [%] | σ _e [kp/cm ²] |
| 1 | 0,9 | -1,8 (-1,53) ²⁾ | +1,02 (+1,11) ²⁾ | 4,50 (4,32) ²⁾ | 1,35 (1,42) | 3,0 | 5,0 | ~ 3700 ^{1) 2)} (BSt. 50/55) |
| 2 | 0,9 | -1,8 (-1,53) ²⁾ | +1,02 (+1,11) ²⁾ | 4,50 (4,32) ²⁾ | 1,35 (1,42) | 2,6 | 5,0 | ~ 2850 ²⁾ (BSt. 42/50) |
| 3 | 0,8 | -1,6 | 0,9 | 4,00 | 1,20 | 3,0 | 5,0 | ~ 2800 (BSt. 50/55) |
| 4 5 | 0,85 | -2,58 | +1,98 | 5,38 | 1,78 (A) 1,48 (C) | 2,0 | 5,0 | ~ 2800 (BSt. 50/55) |
| 6 7 8 9 ³⁾ | 1,08 | -2,16 | +1,22 | 5,4 | 1,62 | 1,8 | 5,0 | ~ 2800 (BSt. 50/55) |

- 1) Durch Verringerung der statischen Höhe (beim Betonieren obere Bewehrungslage verschoben) höhere Stahlspannung.
- 2) Durch rechnerische Abminderung der Stützmomente (DIN 1045 § 15.2.1) höhere Stahlspannungen bzw. veränderte Schnittgrößen (Klammerwerte).
- 3) Konstruktive Zulage nicht berücksichtigt.

2.3. Lagerung und Trocknung

Die Prüfkörper wurden in einer geschlossenen Halle gelagert, die annähernd Normklima 20 °C/65 % relative Feuchtigkeit aufwies. Die Lagerzeit betrug 5 - 6 Monate.

Die mittlere Betonfeuchtigkeit zum Zeitpunkt der Versuche wurde ermittelt durch Trocknung von Betonproben, die für die untersuchten Querschnitte repräsentativ waren, bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz. Bei den Platten 6 - 9 wurde nur der Ortbetonteil untersucht, da von der Lieferfirma der Fertigteilelemente keine Trockenproben zur Verfügung gestellt wurden.

Die ermittelten Werte sind in der folgenden Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6: Betonfeuchtigkeitsgehalt

| Versuchs- körper | Plattendicke [cm] | Prüfalter [Tagen] | Betonfeuchtigkeitsgehalt [Gew.-%] |
|---------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------------|
| 1 | 10 | 138 | 3,75 |
| 2 | 10 | 180 | 3,58 |
| 3 | 10 | 171 | 3,42 |
| 4 | 15 | 160 | 3,95 |
| 5 | 15 | 145 | 4,08 |
| 6/7 | 14 | 162 | 3,62 |
| 8/9 | 14 | 132 | 3,88 |
| 10 | 9 | 302 | 3,12 |

Die Meßergebnisse zeigen, daß die Proben mit niedrigerem Feuchtigkeitsgehalt in der Tendenz den dünneren Platten und den längeren Lagerzeiten zuzuordnen sind.

3. Versuchsaufbau und -durchführung

3.1. Brandraum und Beheizung

Die Versuchskörper wurden in einem Brandversuchsstand für Balken und Decken als Zweifeldsysteme untersucht. Die lichte Breite beider Brandkammern betrug $B = 4,00 \text{ m}$, die Höhe $H \approx 1,55 \text{ m}$. Die Länge der Brandkammern war stützweitenabhängig verschieden.

Die innere Ausmauerung der Brandkammerwände und des Bodens bestand aus Hartschamotte, die gemauerten Auflagerwände (Zwischenauflager und ein Endauflager) wurden durch Gasbetonstürze geschützt. Die freibleibende Restfläche der Öffnungen war mit Gasbetonplatten abgedeckt.

Jede Brandkammer wurde durch 6 Ölbrenner unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 51 603 beheizt.

Die Brandbeanspruchung folgte der Einheitstemperaturkurve gemäß DIN 4102. Die Flammenlänge der sich gegenüberliegenden Brenner betrug im allgemeinen $0,8 - 1,0 \text{ m}$. Die Rauchgase wurden durch Abzüge am Boden der Brandkammern abgesaugt.

3.2 Einbau und Belastung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden als Zweifeldkonstruktionen mit festem Mittelaufleger und horizontal verschieblichen Endauflagern eingebaut. Alle Endauflagerkonstruktionen lagen außerhalb der Brandräume und wurden durch besondere Isolierung vor Wärmeeinwirkung geschützt, um eine unzulässige Aufwärmung der Kraftmeßdosen zu verhindern, die zur Messung der Auflagerreaktionen angeordnet waren.

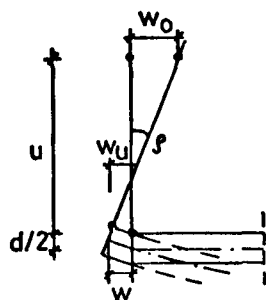
Bei den Versuchen 1 - 5 wurde als Zwischenaufleger ein Linienlager gewählt (s. Anlage O1 und O2), die Durchlaufplatten 6 - 9 wurden direkt auf eine 24 cm dicke Zwischenwand gelegt, um einen in der Praxis üblichen Lagerfall zu simulieren und möglicherweise Unterschiede zwischen der statisch exakten Lagerung und dem Praxisfall herauszufinden.

Die Belastung wurde über hydraulische Pressen und ein Lastverteilungssystem in die Versuchskörper eingetragen. Angaben über die Lastgrößen sind der Tabelle 5 zu entnehmen. Die Pressenkraft wurde während der Versuche konstant gehalten. Die gesamte Versuchsanordnung ist in Anlage O.1 bis O.3 dargestellt.

3.3. Meßprogramm

Das Meßprogramm umfaßte folgende Aufgaben:

- 3.3.1. Messungen der Brandraumtemperaturen nach DIN 4102, 10 cm vom Prüfkörper entfernt, mit 6 NiCr-Ni-Thermoelementen je Feld, die in gleichmäßigem Abstand beiderseits der Platten angeordnet wurden.
- 3.3.2. Messung des Temperaturverlaufes über den Betonquerschnitt mit Meßleitern aus Fe-Konst.-Thermoelementen.
- 3.3.3. Messung der Stahlgtemperaturen an der obenliegenden Stützbewehrung, an den Gitterträgern (Platte 6 - 9) und an der untenliegenden Feldbewehrung mit Fe-Konst.-Thermoelementen.
- 3.3.4. Messung der Stahldehnung an obenliegenden Bewehrungsstäben mit Hilfe eines mechanischen Setzdehnungsmessers (Meßlänge $l = 100$ mm). Zwischen den beiden Meßpunkten eines Bewehrungsstabes wurde jeweils die Stahlgtemperature mit Hilfe eines Fe-Konst.-Thermoelementes gemessen, um bei der Auswertung die Stahldehnung infolge Temperaturerhöhung kompensieren zu können.
- 3.3.5. Messung einer Endauflagerkraft mit Hilfe von Kraftmeßdosen (Anlage O.1 bis O.3). An einem geschützten Endauflager wurden zwei Kraftmeßdosen auf Wälzswagen installiert, an denen die Auflagerkraft direkt abgelesen werden konnte.
- 3.3.6. Messung der vertikalen Durchbiegung der Versuchskörper unter Verwendung von dünnen Stahldrähten, die von der jeweiligen Meßstelle zu mechanischen Rollenmeßgeräten geführt wurden.
- 3.3.7. Messung der horizontalen Verschiebung und der Endverdrehung mit zwei dünnen Stahldrähten, die an mechanischen Rollenmeßgeräten die horizontale Verschiebung zweier oberhalb der Platte gelegenen, an einem T-Profil fixierten Punkte anzeigten.



$$\sin \varphi \approx \varphi = \frac{w_0 + w_u}{u}$$

$$w = w_u + \frac{w_0 + w_u}{u} \cdot d/2$$

3.3.8. Sonstige Beobachtungen

Das Verhalten der Stahlbetonplatten wurde während der Versuche ständig kontrolliert; insbesondere wurden Feuchtigkeitsaustritt und Rißbildung beobachtet und die entscheidenden Phasen photographiert (s. Bilder 3 - 22)

4. Versuchsergebnisse - Plattenstreifen 1 - 9

4.1. Temperatur-Zeit-Verläufe

Der Temperatur-Zeit-Verlauf im Brandraum entsprach bei allen Versuchen der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 Blatt 2; geringe Abweichungen von der Sollkurve lagen im zulässigen Toleranzbereich. Auf eine Wiedergabe dieser Temperatur-Zeit-Verläufe wurde daher verzichtet.

Der Verlauf des Temperaturanstieges im Betonquerschnitt an den unteren Stahleinlagen und an der Stützbewehrung ist den jeweiligen Anlagen zu entnehmen. Ein Vergleich mit Temperaturmessungen früherer Versuchsreihen zeigt keine wesentlichen Unterschiede, so daß eine umfangreiche Interpretation der Ergebnisse nicht erforderlich erscheint.

4.2. Stützmomentenverlauf

Die Veränderung des Biegemomentes über dem Zwischenauflager läßt sich an zwei verschiedenen Messungen erkennen, einmal an der Veränderung der Endauflagerkräfte und zum anderen an der Veränderung der Dehnung der Bewehrungsstäbe über dem Mittelaflager und der damit verbundenen Rißbildung in diesem Bereich.

Aus den Endauflagerreaktionen und den eingetragenen äußeren Kräften lassen sich die Stützmomente über die Gleichgewichtsbedingungen errechnen.

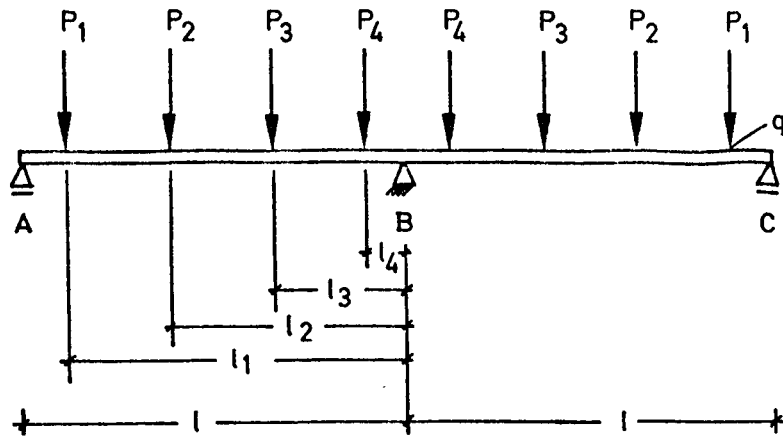


Bild 1: Belastungsbild einer Durchlaufplatte

(C · l)

$$M_B = A \cdot l - \frac{q \cdot l^2}{2} - \sum P_i \cdot l_i$$

Die Berechnung des Stützmomentes hängt entscheidend von der Meßgenauigkeit der Kraftmeßdosens ab. Es wurde durch Vergleichsmessungen festgestellt, daß erst bei größeren Auflagerrotationen große Ungenauigkeiten auftraten. Da große Auflagerrotationen im Normalfall erst unmittelbar vor Versuchsende festgestellt wurden, können die in den zugehörigen Anlagen dargestellten Momentenverläufe als dem Zwecke entsprechend genau genug angesehen werden.

Als Vergleichswerte wurden über die gemessenen Stahldehnungen und die daraus errechneten Stahlspannungen σ_e (s. Abschnitt 4.3) sowie über die gemessene statische Höhe h die Stützmomente wie folgt ermittelt:

$$M_B = k_z \cdot h \cdot F_e \cdot \sigma_e$$

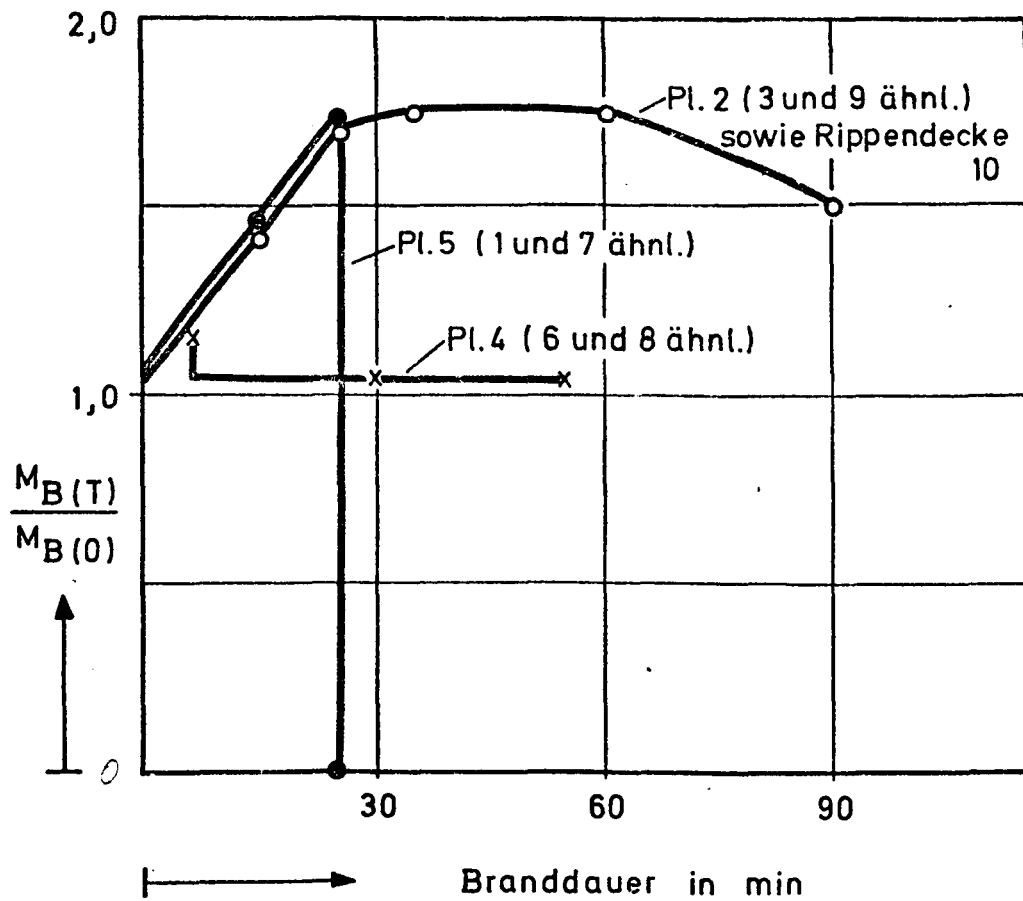
F_e ist die vorhandene, über dem Zwischenaufleger liegende obere Bewehrung und als

k_z wurde der sich ergebende Bemessungswert zugrundegelegt.

In Tabelle 7 sind jeweils die Mittelwerte aus den beiden Meßwerten eingetragen.

Auf dem folgenden Bild 2 ist schematisch das unterschiedliche Tragverhalten der durchlaufenden Plattenstreifen dieser Versuchsreihe wiedergegeben.

Die Platten 1, 5 und 7 versagten nach steilem Momentenanstieg zwischen der 15. und 25. Minute durch Riß der Stützbewehrung. Es bildeten sich zwei statisch bestimmt gelagerte Einfeldplatten mit einer Auflagerkraft von $A = C = q \cdot l/2$ und einem Stützmoment $M_B = 0$. Durch den damit verbundenen Anstieg der Feldmomente wurde die Feldbewehrung bereits unter Gebrauchslast bis an die Fließgrenze des Stahls ausgenutzt. Die zusätzliche Temperaturbeanspruchung führte dann zum Versagen der



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.U. Braunschweig

Stützmomentenverlauf
von Stahlbetonplatten
unter Brandbeanspruchung

Bild 2
1975

Die Platten 4, 6 und 8 versagten durch Riß der Platte am Ende der oberen Bewehrung bzw. durch Fließen der Feldbewehrung. Bei Platte 4 konnten im Stützbereich nur geringe Zwängungsmomente bis etwa zur 5. Minute aufgebaut werden. Durch den Riß stellte sich ein statisch bestimmt gelagertes System mit Gelenk im Rißbereich ein, so daß bis zum Versuchsende über dem Zwischenaufleger nur das Gebrauchsmoment auftreten konnte. Die Stahlspannung im anschließenden Feld wurde nur geringfügig abgemindert, da die Feldmomente durch die Systemänderung annähernd unverändert blieben. Das System versagte durch Fließen der Feldbewehrung, da der Achsabstand zur beheizten Oberfläche mit $u \approx 1,5$ cm zu einem Temperaturanstieg über die kritische Stahltemperatur führte.

Die Platten 6 und 8 zeigten insoweit ähnliches Verhalten, als etwa von der 10. Minute an am Ende der Stützbewehrung Risse festgestellt wurden; ein weiteres Ansteigen des schon registrierten Zwängungsmomentes unterblieb, es wurde im Gegensatz zu Platte 4 l a n g s a m abgebaut, offensichtlich deswegen, weil die noch nicht gerissenen Gitterträger des Fertigteilelementes Biegezugkräfte aufnehmen konnten. Erst nachdem auch die Gitterträger gerissen waren, konnte sich ein frei drehbares Gelenk einstellen, das dann zum gleichen Versagenskriterium wie bei Platte 4 führte.

Bei den Platten 2, 3 und 9 konnte das Zwängungsmoment über dem Zwischenaufleger bis zum Versuchsende aufgenommen werden. Das Versagen erfolgte auch bei diesen Versuchen durch Erreichen der kritischen Stahltemperatur der Feldbewehrung, allerdings zu einem wesentlich späteren Zeitpunkt als bei den Platten 4, 6 und 8; die Stahlspannung der Feldbewehrung wurde hier durch Momentenumlagerung aus Temperaturzwang abgemindert und damit die "kritische Stahltemperatur" erhöht. Die Rippendecke (Versuch 10) verhielt sich ähnlich.

4.3. Stahldehnungen und Stahlspannungen der Stützbewehrung

In den zu den einzelnen Versuchen gehörigen Anlagen sind die Meßwerte der Stahldehnung infolge Temperaturzwängungsspannungen des Systems wiedergegeben. Die Stahldehnungen infolge Temperaturerhöhung wurden bereits kompensiert. Aus den gemessenen Dehnwegen und den Spannungsdehnungsdiagrammen wurden die Stahlspannungen ermittelt und ebenfalls in diesen Anlagen aufgezeichnet.

Alle Bilder zeigen, daß - abgesehen von den Versuchen 4, 6 und 8 - die Stahldehnungen sehr schnell anwachsen und die Stützbewehrung frühzeitig (nach 10 - 20 Minuten Brandbeanspruchung) den Fließbereich erreicht. In der folgenden Tabelle 7 ist eine Zusammenstellung der Momentenveränderung, der Spannungs- und Dehnungsänderung infolge Brandeinwirkung wiedergegeben.

Tabelle 7: Stahldehnungen und -spannungen sowie Momente unter Gebrauchslast und infolge Brandeinwirkung

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|---------|---------------|--------------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|---------------------------------|--------------------|-------------------------|-------------|--|----------------------------|
| Bauteil | stat. Höhe | Bewehrungs- gehalt 1) | Gebrauchszustand | | | Brandeinwirkung | | | | | |
| | h | μ | M_B (Meßwert) 2) | M_B (Bemessg.) | σ_e (Bemessg.) | t (Zeitpunkt max. M_B) | max. $\sigma_e(t)$ | $\varepsilon_{max.}(t)$ | $M_{pl}(t)$ | $M_{pl}(t)$ 3) (Dehnungs- messung) | Feuerwider- standsdauer |
| - | cm | % | Mpm | Mpm | kp/cm ² | min | kp/cm ² | ‰ | Mpm | Mpm | min |
| P 1 | 8 | 0,65 | - 1,68 | - 1,53 | 3700 | 20 | - | - | - 5,2 | - | 20 |
| P 2 | 8 | 0,87 | - 1,84 | - 1,53 | 2850 | 20 | ~ 5800 | ~ 16 | - 6,4 | - 3,8 | 92 |
| P 3 | 8 | 0,87 | - 1,50 | - 1,60 | 2800 | 55 | ~ 5950 | ~ 18 | - 4,7 | - 3,6 | 84 |
| P 4 | 12,5 | 0,55 | - 2,45 | - 2,58 | 2800 | 5 | ~ 2000 | ~ 1,0 | - 3,8 | - 1,9 | 54 |
| P 5 | 12,5 | 0,55 | - 2,19 | - 2,58 | 2800 | 15 | ~ 6100 | ~ 16 | - 5,95 | - 5,7 | 27 |
| P 6 | 12 | 0,47 | - 2,39 | - 2,16 | 2800 | 12 | ~ 5800 | ~ 8 | - 4,7 | - 4,1 | 62 |
| P 7 | 12 | 0,47 | - 2,44 | - 2,16 | 2800 | 12 | ~ 5800 | ~ 10,5 | - 4,6 | - 4,1 | 29 |
| P 8 | 12 | 0,51 | - 2,53 | - 2,16 | 2800 | 13 | ~ 5700 | ~ 16 | - 5,1 | - 3,9 | 70 |
| P 9 | 12 | 0,58 ⁴⁾ | - 2,43 | - 2,16 | 2800 | 12 | ~ 5700 | ~ 7 | - 5,4 | - 4,0 | 160 ⁵⁾ |

1) $\mu = F_{eStütz}/F_b$

2) über die gemessene Auflagerkraft errechnet

3) über die gemessene Dehnung der Stützbewehrung errechnet

4) einschließlich der konstruktiven Zulage (R 131)

5) Versagen trat erst nach einer Lasterhöhung ein.

Die in den Anlagen 2.4 - 10.4 dargestellten Stahldehnungen und Stahlspannungen entsprechen in der zeitlichen Entwicklung den bisherigen Erkenntnissen und liegen auch, verglichen mit den in Tabelle 4 angegebenen Kennwerten für die Bewehrung, in ihrer Größenordnung im erwarteten Bereich. Die in den Anlagen 1.5 - 10.5 wiedergegebene gemessene Schnittkraftentwicklung entspricht in allen Fällen etwa den berechneten Werten, denen eine volle Ausnutzung der Bewehrung bis zur β_z -Grenze zugrundegelegt wird, wobei näherungsweise folgende Formel anzuwenden ist:

$$M_{eu} = \beta_z \cdot F_e \cdot z$$

Die festgestellten Abweichungen zwischen Meßwerten und Berechnungswerten (Spalten 4 und 5 bzw. 10 und 11) bis zu 20 % sind z.T. auf Einbauungenauigkeiten der langen Plattenstreifen zurückzuführen, bei denen Höhendifferenzen der verschiedenen Auflagerlinien von 1,0 mm bereits Fehler von 5 % gegenüber dem Bemessungsmoment verursachen, z.T. jedoch auch auf die Meßfehler der Kraftmeßdosen zurückzuführen sind, die bei der im Brandversuch auftretenden Entlastung noch verstärkt werden.

4.4 Vertikaldurchbiegungen

Vor Versuchsbeginn eingetretene Vertikaldurchbiegungen resultieren aus den Verformungen infolge äußerer Last, aus den Verformungen infolge der Temperaturverteilung über dem Querschnitt - Temperaturdifferenz zwischen dem oberen und unteren Rand - und aus der Abnahme der Biegesteifigkeit $E \cdot J$. Außerdem können Schwinden und Kriechen die Gesamtverformung beeinflussen.

Im Rahmen dieses Berichtes werden jedoch lediglich die in den beiden Feldern gemessenen Gesamtverformungen wiedergegeben; eine Aufschlüsselung in Einzeleinflüsse wird nicht unternommen (siehe Anlagen 1.6 bis 9.6).

4.5 Horizontalverschiebung und Endverdrehung

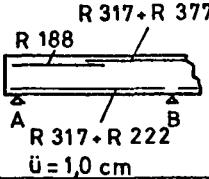
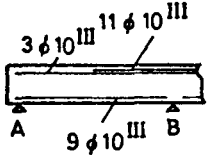
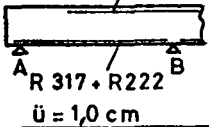

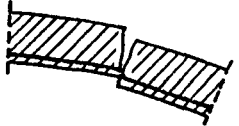
Die Horizontalverschiebung und die Endverdrehung haben für die Beurteilung des Brandverhaltens von Durchlaufplatten keine entscheidende Bedeutung, solange nur das Einzelbauteil untersucht wird. Für die Beurteilung des Brandverhaltens von Gesamtbauwerken sind sie jedoch sehr wichtig, da Zwängungskräfte, hervorgerufen durch behinderte Dehnung oder Rotation, das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung erheblich beeinflussen können.

Auf eine Auswertung - Aufschlüsselung in die Einzelkomponenten wie Temperaturdehnung, Verkürzung infolge Vertikalverformung oder Warmkriech- bzw. Schwindanteile - wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

4.6 Sonstige Beobachtungen

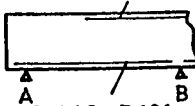
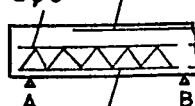
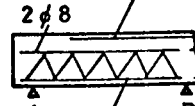
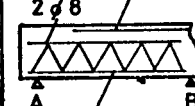
Die wesentlichen Beobachtungen während der einzelnen Versuchsabläufe sind in kurzer Form der folgenden Tabelle 8 zu entnehmen.

Tabelle 8: Versuchsbeobachtungen

| Versuch Nr. | Plattendicke [cm] u. Bewehrungsführung | Versuchsbeobachtungen |
|-------------|---|--|
| 1 | <p>10</p>  <p>ü = 1,0 cm</p> | <p>Bereits unter Vollast Haarrisse über dem Zwischenauflager. Nach 5 Minuten Brandbeanspruchung Rißbreite ca. 0,5 mm. 15. Minute Wasseraustritt auf der Oberfläche. 20. Minute Reißen der oberen Stützbewehrung mit anschließendem Versagen der Gesamtkonstruktion durch Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit.</p> |
| 2 | <p>10</p>  <p>ü = 1,0 cm</p> | <p>Von der 10. Minute an Haarrißbildung über dem Mittelaufleger (etwa 10 Risse), Rißbreite in der 20. Minute etwa 0,5 mm - 1,0 mm. Von der 15. Minute an erheblicher Wasserdampfaustritt. In der 40. Minute bildet sich an einem Endauflager ein Längsriß aus. Am anderen Endauflager verkrümmt sich die Platte in Querrichtung, so daß beide Ecken abheben. In der 92. Minute Versagen durch schnellen Anstieg der Durchbiegungen.</p> |
| 3 | <p>10</p>  <p>ü = 1,0 cm</p> | <p>Haarrißbildung über Mittelaufleger unter Vollast. Verbreiterung der Risse auf ca. 3 mm bis zur 30. Minute. In der 20. Minute Wasser- und Wasserdampfaustritt. Bereits in der 5. Minute Abheben der Ecken beider Endauflager. Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit in Feld 1 in der 84. Minute.</p> |
| 4 | <p>15</p>  <p>ü = 1,5 cm</p> | <p>Ein Haarriß über Mittelaufleger unter Vollast. Nach 3 Minuten Brandbeanspruchung haben sich 3 Risse ausgebildet. In der 5. Minute Riß am Ende der oberen Stützbewehrung (Rißbreite ca. 2 mm). In der 9. Minute Rißbreite bereits 5 mm. Von der 11. Minute an hat sich ein in der Höhe versetzter Riß gebildet, so daß man eindeutig von einer Gelenkbildung sprechen kann. Das System verhält sich auch unter Brandbeanspruchung wie ein statisch bestimmt gelagertes System ohne Veränderung der Auflagerkräfte. Es versagt in der 54. Minute durch Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit im größeren Feld. Von der 20. Minute an Wasser- und Wasserdampfaustritt.</p>  |

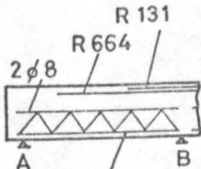
Fortsetzung der Tabelle 8 siehe Blatt 21

Fortsetzung der Tabelle 8

| Versuch Nr. | Plattendicke [cm] u. Bewehrungsführung | Versuchsbeobachtungen |
|-------------|---|--|
| 5 | <p>15</p> <p>R 443 + R 377</p>  <p>R 443 + R 131</p> <p>$\bar{u} = 1,5 \text{ cm}$</p> | <p>Nach 2 Minuten Brandbeanspruchung Haarrisse über dem Zwischenauflager, die sich bis zur 18. Minute auf etwa 1,5 mm verbreitern. 20. Minute Riß der oberen Bewehrung unmittelbar über dem Zwischenauflager. Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit in der 27. Minute. Von der 18. Minute an Wasser- und Wasserdampfaustritt.</p> |
| 6 | <p>14</p> <p>R 221 + R 443</p>  <p>100/250/6,0/5,0</p> <p>+ 4 phi 5</p> <p>$\bar{u} = 1,0 \text{ cm}$</p> | <p>In der 3. Minute Haarrisse im Auflagerbereich etwa im Abstand der Querbewehrung. In der 8. Minute Haarrisse jeweils am Ende der R 443 (Rißbreite in der 13. Minute ca. 0,5 mm). Von der 14. Minute an Riß am Ende der oberen Bewehrung (R 221), der in der 17. Minute bereits ca. 3 mm breit ist. In der 26. Minute bricht der Riß über die ganze Plattendicke auf, und es bildet sich wie bei Versuch 4 ein statisch bestimmt gelagertes Gelenksystem, das in der 62. Minute durch Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit versagt. Von der 13. Minute an Feuchtigkeitsaustritt.</p> |
| 7 | <p>14</p> <p>R 221 + R 443</p>  <p>100/250/6,0/5,0</p> <p>+ 4 phi 5</p> <p>$\bar{u} = 1,0 \text{ cm}$</p> | <p>In der 3. Minute bilden sich Haarrisse über dem Mittelaufleger, von denen sich einer bis zur 11. Minute auf ca. 3 mm verbreitert. Zwischen der 8. und der 10. Minute bilden sich Risse am Ende der R 443 der oberen Bewehrung. In der 12. Minute reißt die obere Bewehrung im Bereich des breiten Risses, die anderen Risse schließen sich wieder. Versagen der Platte in der 29. Minute durch Überschreiten der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit. Von der 11. Minute an Feuchtigkeitsaustritt.</p> |
| 8 | <p>14</p> <p>R 377 + 7 phi 8</p>  <p>100/250/6,0/5,0</p> <p>+ 4 phi 5</p> <p>$\bar{u} = 1,0 \text{ cm}$</p> | <p>In der 2. Minute bilden sich die ersten Haarrisse über dem Mittelaufleger. Zwischen der 10. und 16. Minute bilden sich Risse jeweils am Ende der oberen Bewehrung. In der 32. Minute verbreiterte sich der Riß auf einer Seite plötzlich, es bildet sich ein Gelenk. Nach weiterem Anwachsen der Durchbiegungsgeschwindigkeit versagte die Platte durch Bruch im Bereich des Gelenkes in der 70. Minute. Von der 6. Minute an starker Feuchtigkeitsaustritt auf einer Plattenseite.</p> |

Fortsetzung der Tabelle 8 siehe Blatt 22

Fortsetzung der Tabelle 8

| Versuch Nr. | Plattendicke [cm] u. Bewehrungs- führung | Versuchsbeobachtungen |
|-------------|--|---|
| 9 | <p>14</p>  <p>100/250/6,0/5,0 + 4φ5</p> <p>ü = 1,0 cm</p> | <p>Von der 4. Minute an Haarrisse über dem Mittelauf- lager. In der 10. Minute bildet sich ein Riß am Ende der Zulage (R 131). In der 14. bzw. 18. Minu- te bildet sich jeweils 2,5 m vom Mittelauf- lager entfernt ein ca. 2 mm breiter Riß aus (Ende der oberen Bewehrung). Von der 20. Minute an keine wesentliche Veränderung des Rißbildes. Erst nach zweimaliger Lasterhöhung versagt die Platte nach 160 Minuten Brandbeanspruchung durch Bruch der Feldbewehrung.</p> <p>Feuchtigkeitsaustritt von der 13. Minute an.</p> |

Der Zustand einzelner Prüfkörper während und nach dem Versuch ist in den nach-
folgenden Bildern wiedergegeben.

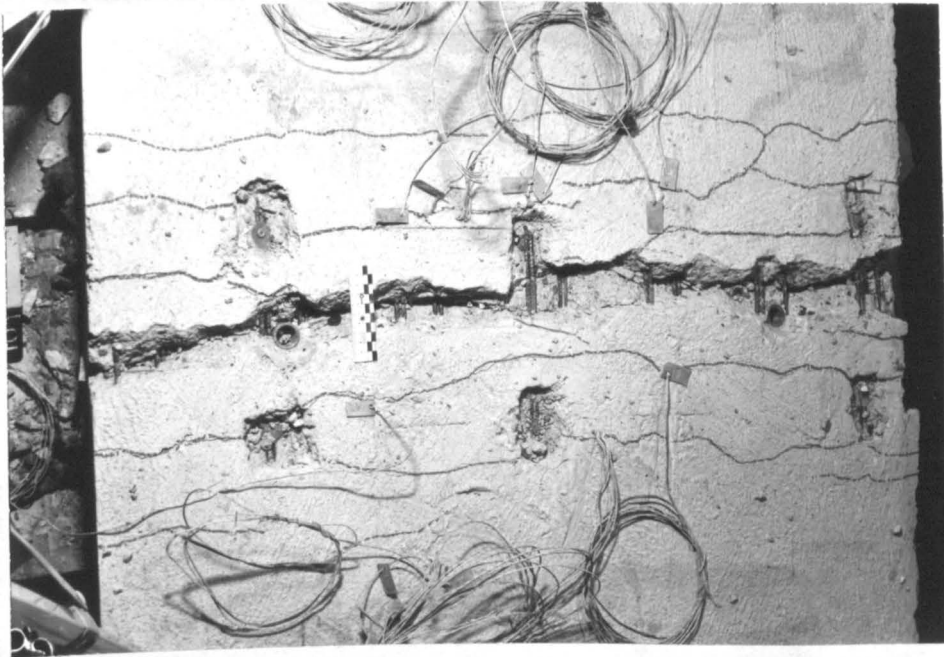


Bild 3: Platte 1, Riß über Zwischenauflager

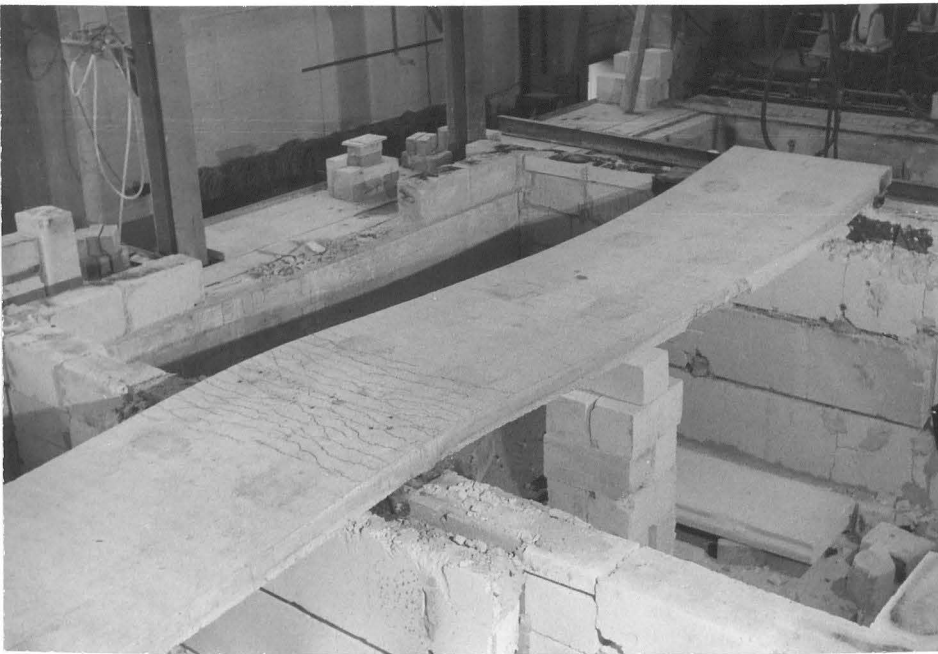


Bild 4:

Platte 2, Rißverteilung
über dem Zwischenaufleger



Bild 5:

Platte 2, Biegelinie
nach Brandversuch

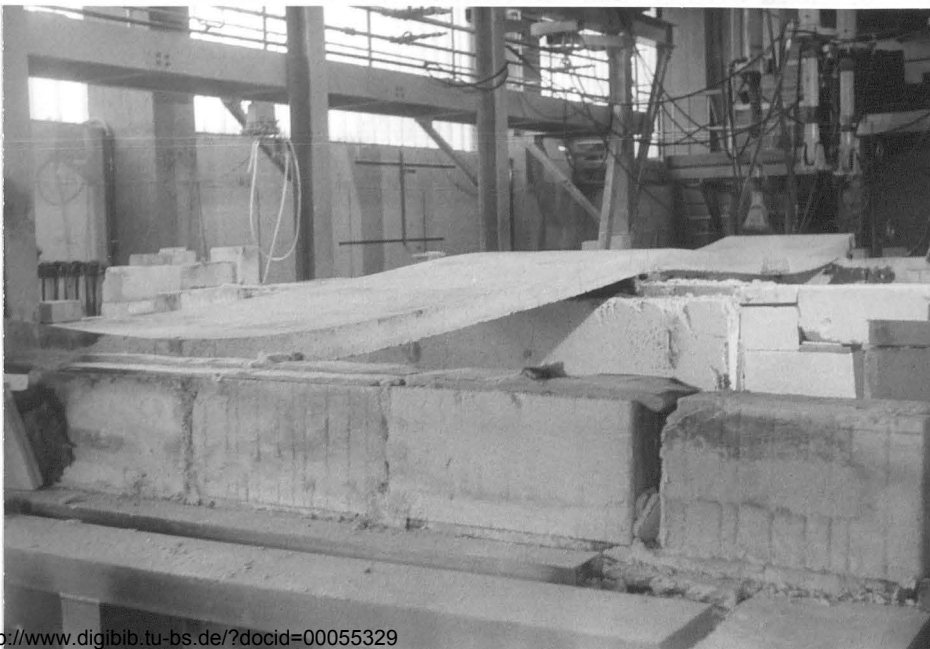


Bild 6:

Platte 3, Biegelinie
nach Brandversuch



Bild 7:

Platte 4, Riß am
Ende der Stützbe-
wehrung

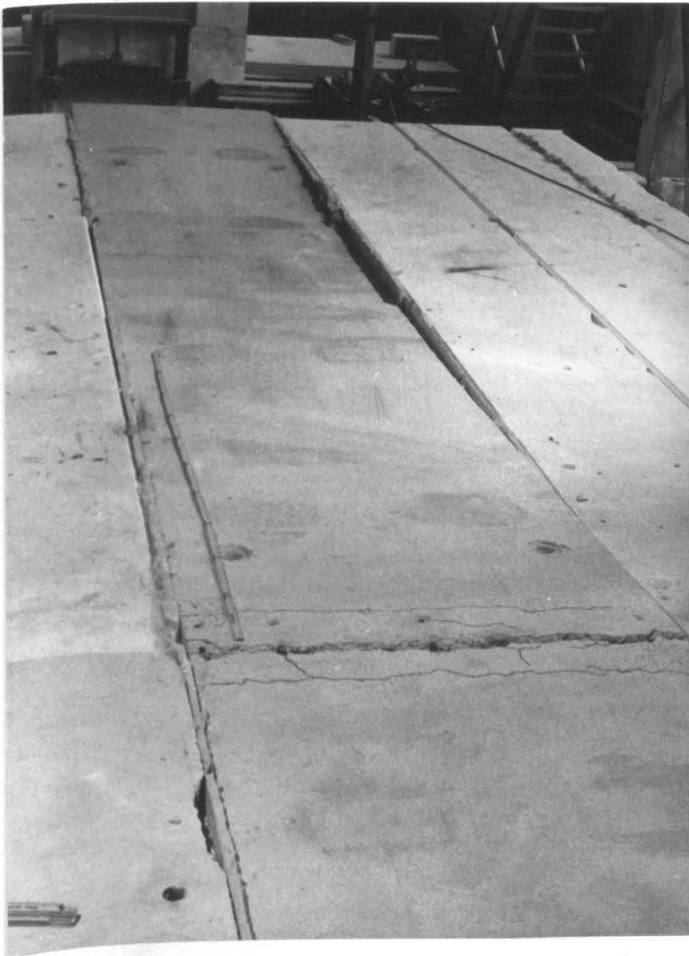


Bild 8:

Platte 5, nach Brandversuch
mit Rißbildung über Zwischen-
auflager

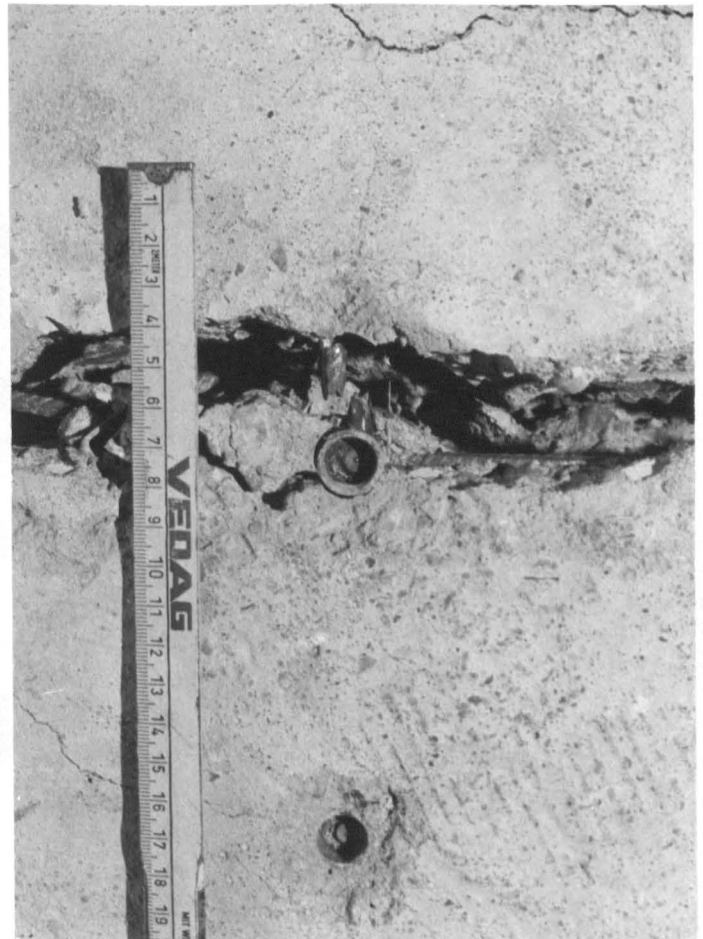


Bild 9:

Platte 5, Detail
Riß der Stützbewehrung

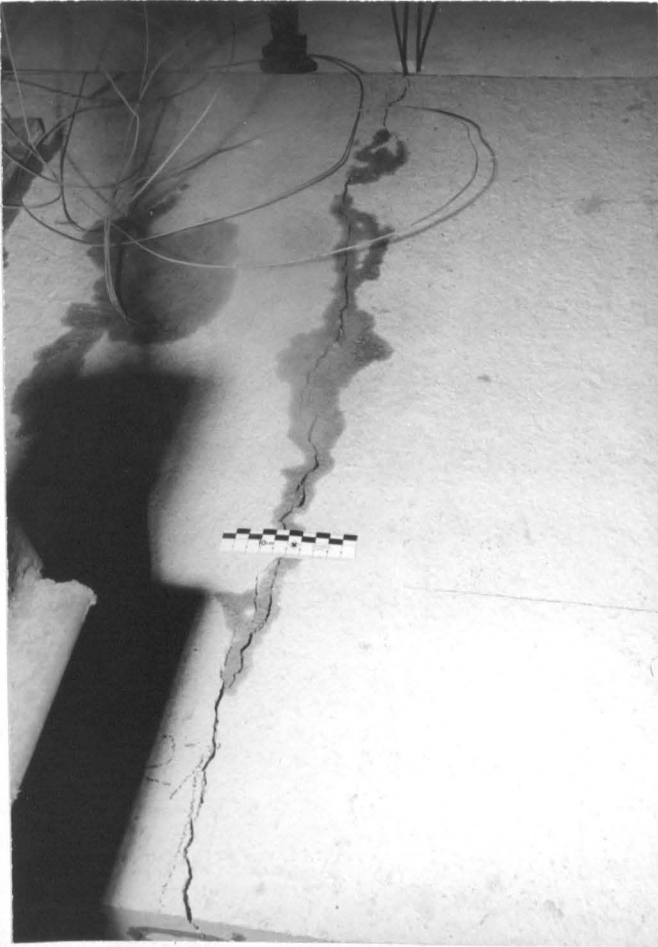


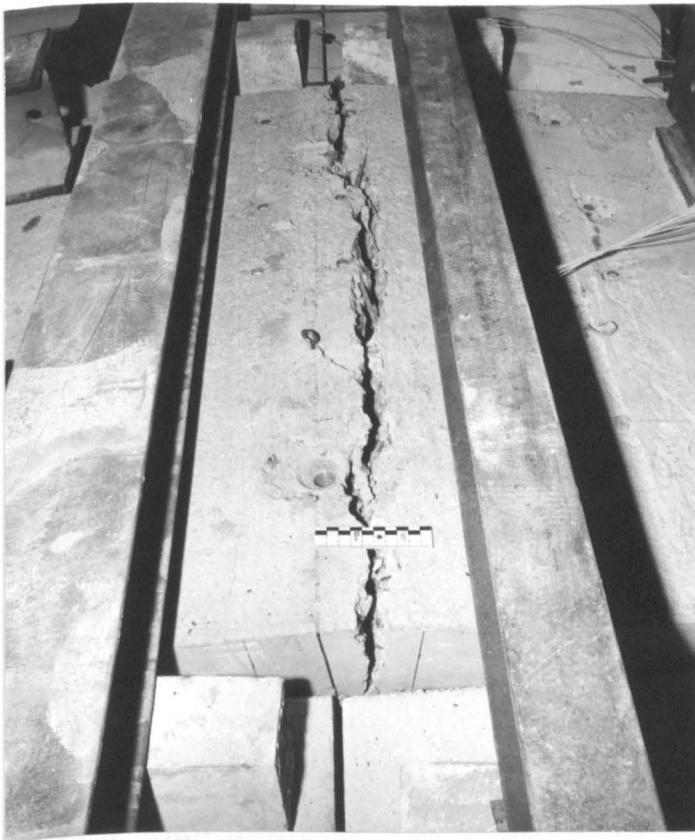
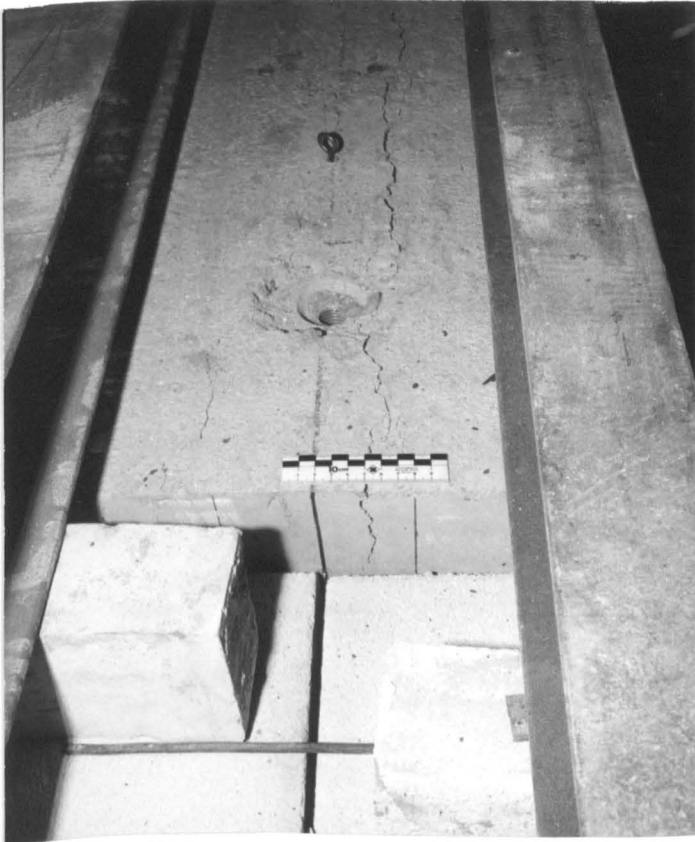
Bild 10:

Platte 6, Riß am Ende der
Stützbewehrung nach 16 Minuten
Brandbeanspruchung

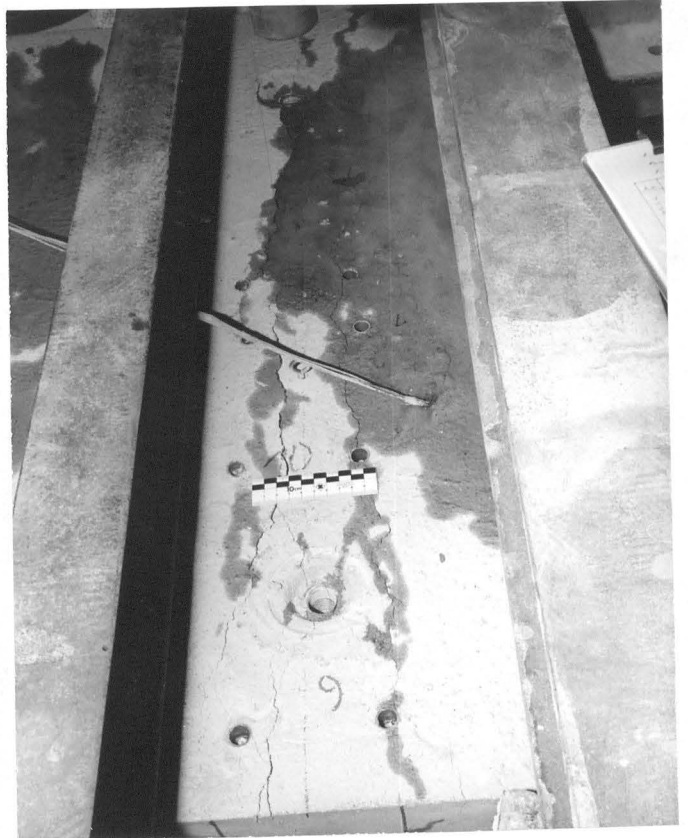
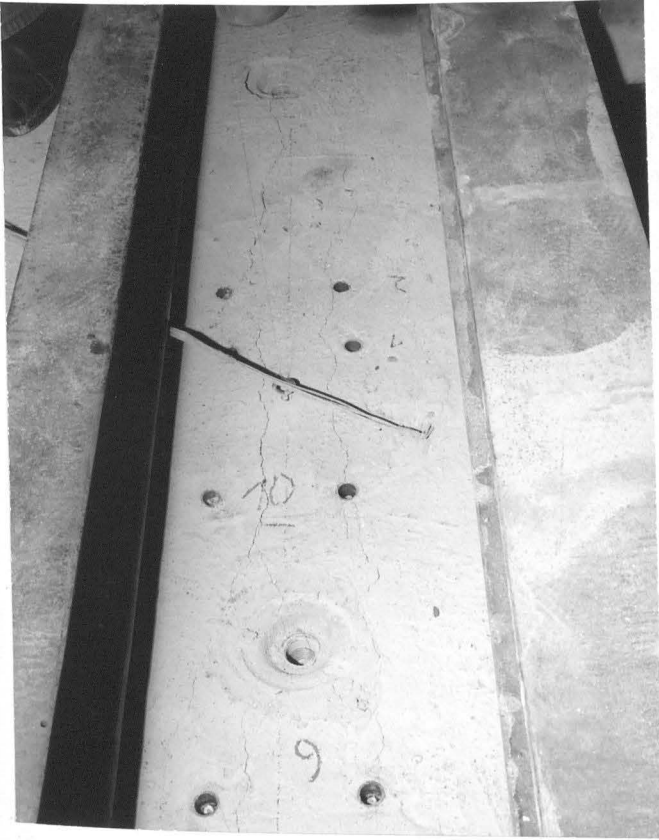


Bild 11:

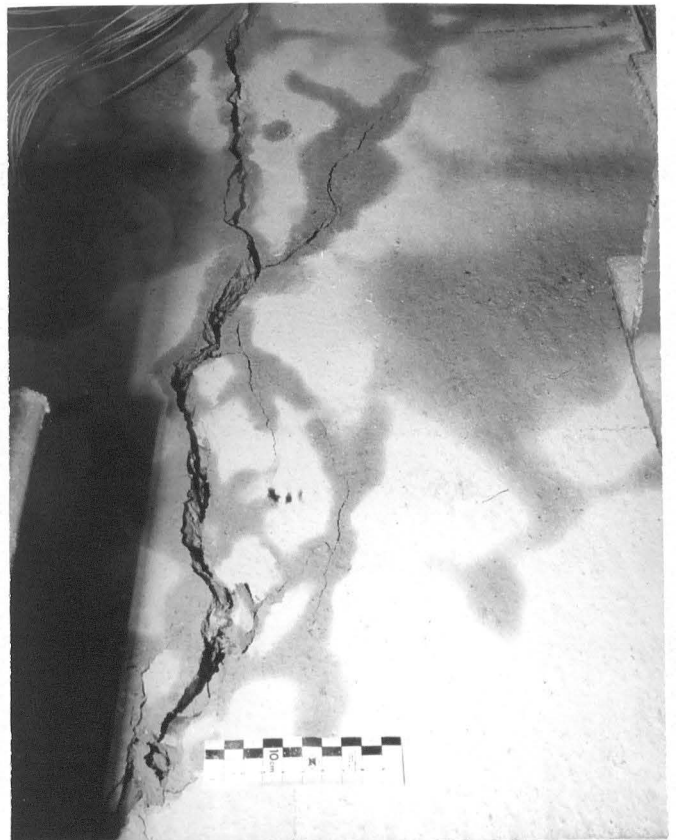
Platte 6, Riß am Ende der
Stützbewehrung nach 28 Minuten
Brandbeanspruchung
(Riß über Zwischenaufleger,
siehe Bild 27)



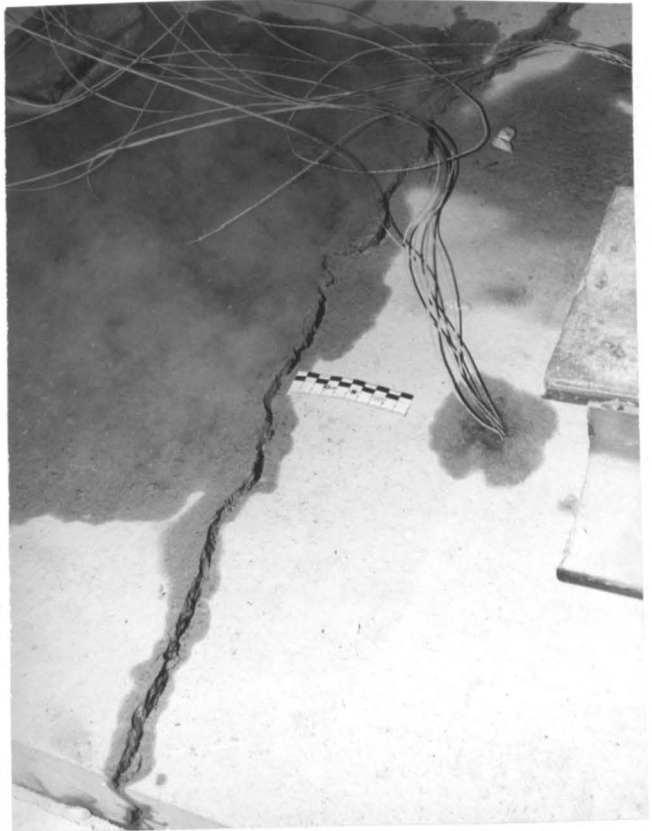
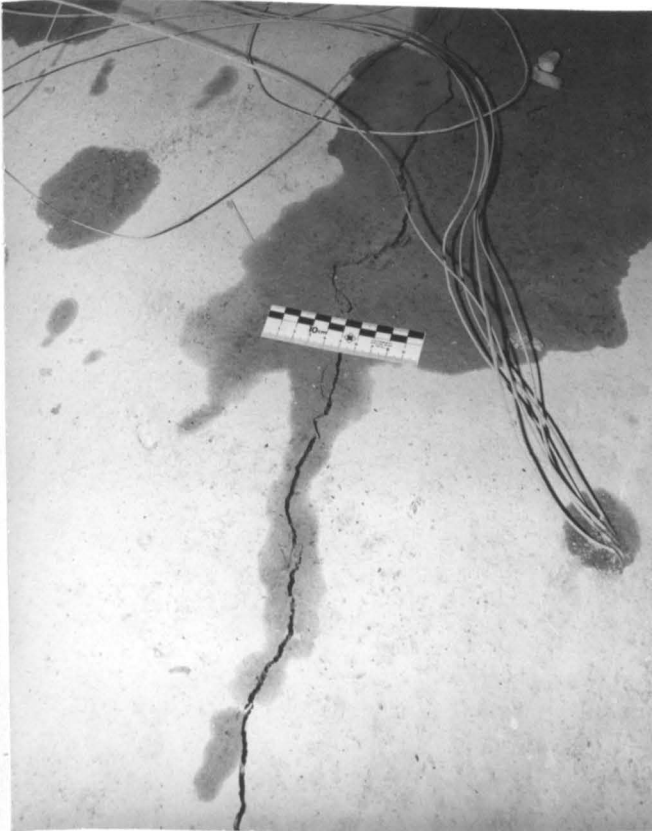
Bilder 12 - 15: Platte 7, Riß über Zwischenauflager nach
11, 12 und 20 Minuten und nach Versuchsende



Bilder 16 und 17: Platte 8, Zwischenauflager nach 11 bzw. 45 Minuten



Bilder 18 und 19: Platte 8, Riß am Ende der Stützbewehrung nach 15 bzw. 30 Minuten



Bilder 20 und 21: Platte 9, Riß am Ende der oberen Bewehrung
(Risse über Zwischenauflager, s. Bild 28)

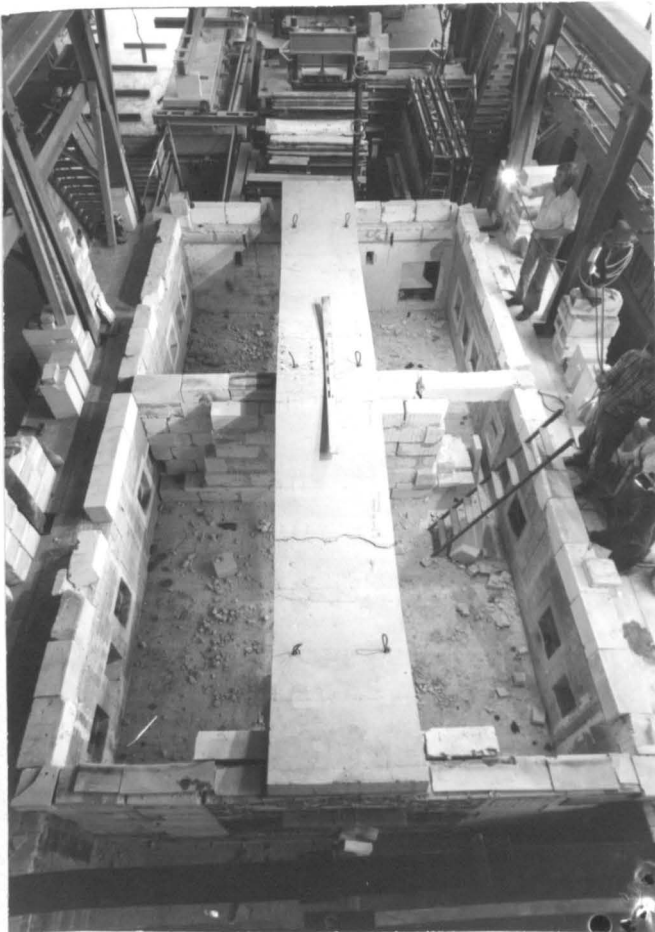


Bild 22:

Platte 9, Gesamtansicht nach Brand-
versuch

5. Wertung der Versuchsergebnisse - Plattenstreifen 1 - 9

5.1 Schnittgrößenumlagerungen

In den Versuchen an Plattenstreifen ohne Bruch der Stützbewehrung bzw. ohne Gelenkbildungen am Ende der oberen Bewehrung (Versuche 2, 3, 9 und 10) wurde eine ähnliche Schnittgrößenumlagerung registriert wie in früheren Versuchsreihen an Durchlaufbalken ([1], [2] und [3]): Aus Temperaturzwängung entstehen negative Biegemomente, die bei Überlagerung mit den Gebrauchsmomenten zu einer Erhöhung der Stützmomente bei gleichzeitiger Abminderung der positiven Feldmomente führen. Die Maximalwerte werden durch das Grenztragmoment über dem Mittellauf-lager bestimmt und werden i.a. frühestens nach 15 Minuten Brandbeanspruchung erreicht. Gleichzeitig werden die Momentennullpunkte zu den Feldmitten hin verschoben. Analog zum Anstieg der Stützmomente verringern sich die Endauflagerkräfte.

Bei einigen Versuchen konnte nach kurzem Abfall der Endauflagerkräfte wieder ein Anstieg auf den Ausgangswert registriert werden, bei anderen Versuchen wurde ein plötzlicher Anstieg über den Ausgangswert hinaus festgestellt. Eine Erklärung für die unterschiedlichen Schnittgrößenumlagerungen, die in den Anlagen 1.5 bis 9.5 und in Bild 2 dargestellt sind, wird nachfolgend anhand der unterschiedlichen Versagenskriterien gegeben.

5.2 Versagenskriterien

Prägnantestes Ergebnis dieser Versuchsreihe war das unterschiedliche Tragverhalten einzelner durchlaufender Plattenstreifen trotz grundsätzlich ähnlicher konstruktiver Ausbildung. Hauptziel dieser Auswertung mußte daher eine Klärung dieser unterschiedlichen Versagensformen sein.

5.2.1 Frühzeitiges Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons am Ende der Stützbewehrung

Werden durchlaufende Plattenstreifen nur nach DIN 1045 bewehrt, d.h. daß Momentenumlagerungen infolge Temperaturbeanspruchung bei der Bewehrungsführung unberücksichtigt bleiben, entsteht zwischen der 5. und 20. Minute am Ende der oberen Bewehrung unter Bildung eines kräftigen Risses ein Gelenk, hervorgerufen durch Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons am oberen Querschnittsrand (s. Bild 23). Das entstandene statische System - Gerberträger - versagt in der Folge durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Feldbewehrung - bei einer Beton-

deckung von $\bar{u} = 1,5$ cm, bezogen auf die Achse der Bewehrung, etwa nach einer Brandbeanspruchung von 60 Minuten (Versuch 4). Ein ähnliches Versagen wurde bei den Versuchen 6 und 8 festgestellt. Wird dagegen für die Feldbewehrung eine Betondeckung von $\bar{u} \geq 3,5$ cm gewählt, tritt die vorher beschriebene Gelenkbildung zwar auch ein, doch wird durch die langsamere Aufheizung der Feldbewehrung eine Tragfähigkeit von etwa 90 Minuten erreicht, sofern die Querkräfte im Gelenk ohne Bruch übertragen werden können.

5.2.2 Versagen der Feldbewehrung

Bei den Plattenstreifen, bei denen das "Plastische Moment" bis zum Versuchsende aufgenommen werden konnte, wurde in allen Fällen mindestens 90 Minuten Feuerwiderstandsdauer erreicht (Versuche 2, 3 und 9). Es kam zu einem Versagen der Feldbewehrung infolge Erreichen der kritischen Stahltemperatur (s. Bild 24), wobei allerdings diese kritische Temperatur wesentlich höher liegt als bei statisch bestimmt gelagerten Platten [8], weil die Feldmomente durch die Zwangsbeanspruchung abgebaut werden.

Voraussetzung für dieses Tragverhalten ist eine Anpassung der oberen Bewehrung an die "Plastische Momentenlinie", d.h. an die Momentenlinie, die sich aus der Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten unter Bildung eines Fließgelenkes über den Zwischenstützen ergibt. Die Bewehrung über den Zwischenstützen wird dabei jedoch nur für Gebrauchslasten nach DIN 1045 ausgelegt.

5.2.3 Bruch der Stützbewehrung unmittelbar über dem Zwischenaufleger

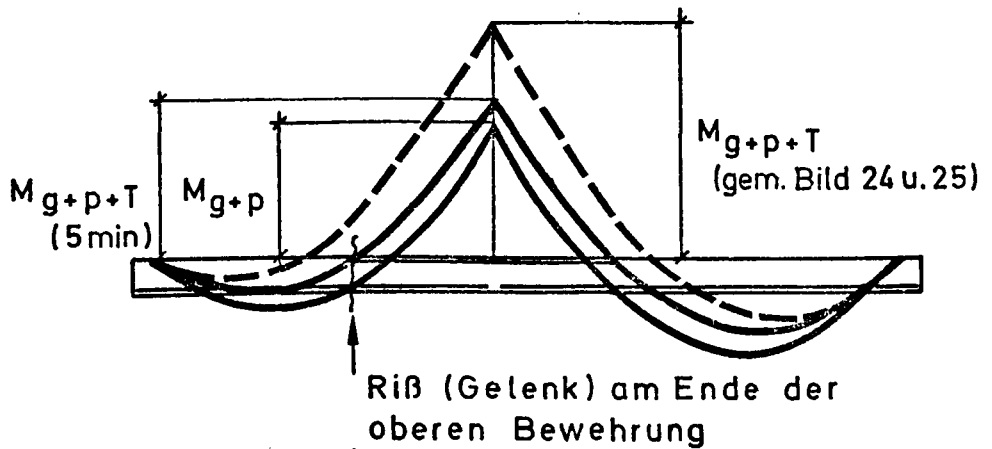
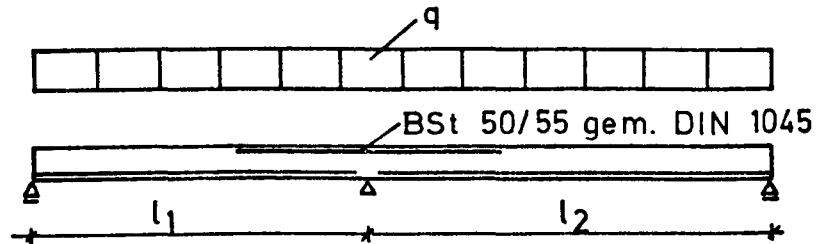
Plattenstreifen, die auch in Anlehnung an Abschnitt 5.2.2. bewehrt waren, versagten jedoch in einigen Fällen - Versuche 1, 5 und 7 - durch plötzlichen Bruch der Bewehrung unmittelbar über dem Zwischenaufleger (s. Bild 25) und anschließend durch Versagen der Feldbewehrung infolge Erreichen der kritischen Stahltemperatur. Dies trat jedoch zu einem wesentlich früheren Zeitpunkt ein als im vorigen Abschnitt beschrieben, da die Feldmomente und damit die Stahlspannung im Feld infolge des verfrühten Versagens der Stützbewehrung durch Zwangsmomente nicht entsprechend abgemindert wurden bzw. durch Änderung des statischen Systems - Durchlaufplatte in 2 Einfeldplatten - vergrößert wurden. Der Bruch der Stützbewehrung erfolgte zwischen der 15. und 25. Minute, das Versagen der Feldbewehrung nur einige Minuten später.

5.2.4 Gegenüberstellung der Versagenskriterien mit den erreichten Feuerwiderstandszeiten

Durchlaufende Plattenstreifen erreichen bei einer Mindestbetonüberdeckung der Feldbewehrung gemäß DIN 1045 ($\bar{u} = 1,0$ cm, bezogen auf die Oberfläche der Bewehrung) ohne brandschutztechnische Zusatzmaßnahmen i.d.R. bereits eine Feuerwiderstandsdauer von fast 60 Minuten (s. Abschnitt 5.2.1). Bei besserer Ausnutzung der Durchlaufwirkung durch größere Einbindelängen der oberen Bewehrung in die Felder und Beachtung weiterer konstruktiver Regeln kann eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 90 Minuten erreicht werden (s. Abschnitt 5.2.2).

Aus zunächst noch nicht geklärten Gründen versagten einige Durchlaufplattenstreifen auch mit vergrößerter Einbindelänge der Stützbewehrung bereits nach einer Brandbeanspruchung von 20 bis 30 Minuten, hervorgerufen durch einen Zugbruch der Stützbewehrung im Bereich eines breiten Risses über dem Zwischenauflager (s. Abschnitt 5.2.3, Versuche 1, 5 und 7). Bei sonst gleichartiger Bewehrungsführung - vergrößerte Einbindelänge der Stützbewehrung - von durchlaufenden Plattenstreifen wurden somit Unterschiede in der Feuerwiderstandsdauer von über 60 Minuten festgestellt. In den folgenden Abschnitten wird versucht, die Gründe hierfür durch Diskussion der für das Tragverhalten von durchlaufenden Plattenstreifen unter Brandbeanspruchung maßgebenden Faktoren zu klären.

Statisches System



Bruchzustand

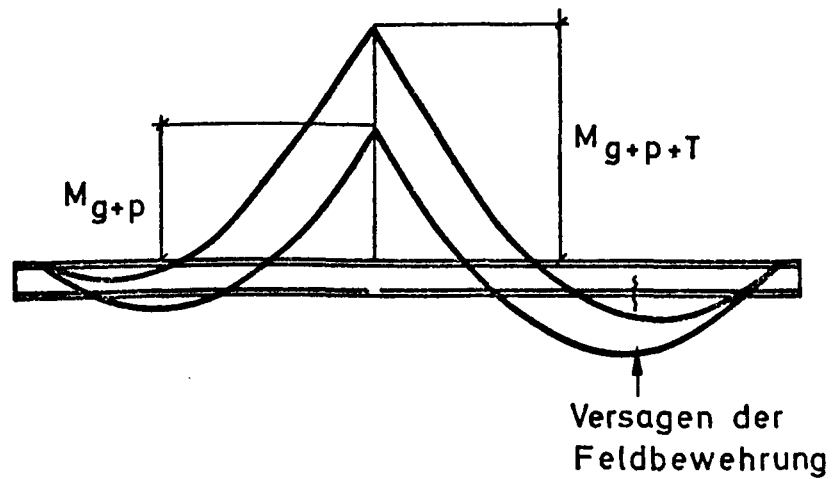
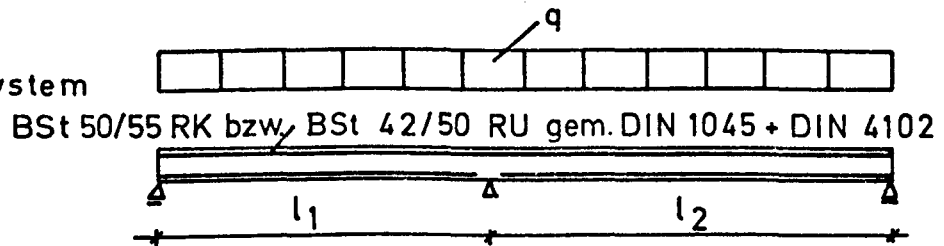
Tragfähigkeitsverlust → 54. Minute

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TU. Braunschweig

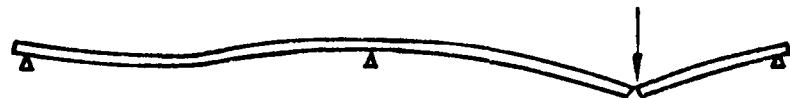
Plattenstreifen (Versuch Nr. 4)
im Laborversuch
unter Brandbeanspruchung

Bild 23
1975

Statisches System



Bruchzustand



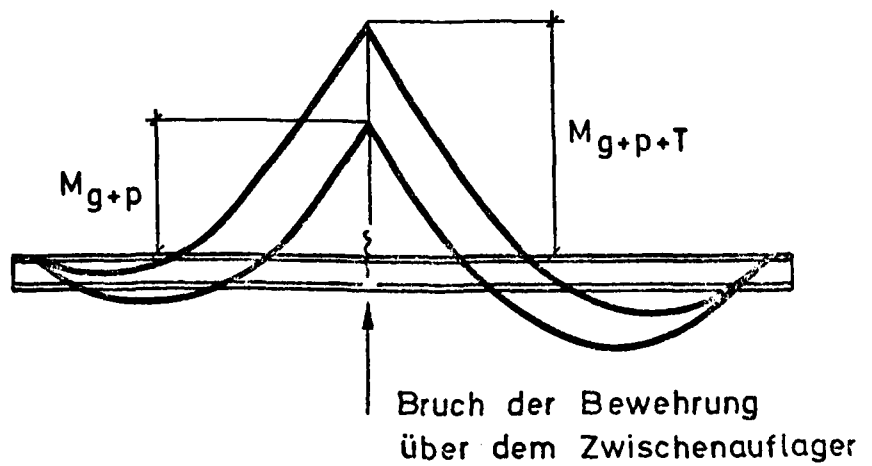
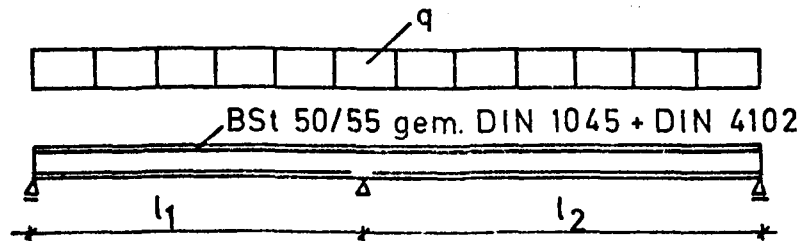
Tragfähigkeitsverlust ≥ 84 .Minute

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TU Braunschweig

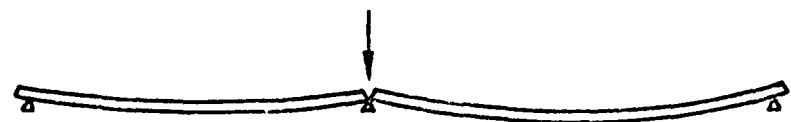
Plattenstreifen (Versuche Nr. 2,3 u.9)
im Laborversuch
unter Brandbeanspruchung

Bild 24
1975

Statisches System



Bruchzustand



Tragfähigkeitsverlust ≤ 29 .Minute

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.U. Braunschweig

Plattenstreifen (Versuche Nr. 1,5 u.7)
im Laborversuch
unter Brandbeanspruchung

Bild 25
1975

5.3 Einflußfaktoren auf das Tragverhalten von durchlaufenden Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung

Anhand der vorliegenden Ergebnisse lassen sich folgende Feststellungen treffen:

5.3.1 Einfluß von Stahlart und -güte der Bewehrung und Einfluß des Bewehrungs- gehaltes und der Rißbildung

Bei der Zusammenfassung aller bisher durchgeführten Versuche im Hinblick auf die Stahlart und den Bewehrungsgehalt - s. Tabelle 9 - fällt auf, daß alle Platten, bei denen die Stützbewehrung verfrüht gerissen war, mit geschweißten Betonstahlmatten BSt. 50/55 RK bewehrt waren, daß dagegen bei Platten und Rippendecken, die mit Rippenstahl BSt. 42/50 bewehrt waren, ein ähnliches Verhalten nicht festgestellt werden konnte. Es hat also den Anschein, daß das unterschiedliche Verbundverhalten geschweißter Bewehrungsmatten BSt. 50/55 einerseits und des Rippenstahls BSt. 42/50 andererseits das Tragverhalten beeinflußt. Außerdem ist anscheinend von Bedeutung, daß die Versuchsplatten, bei denen die Stützbewehrung frühzeitig gerissen war, deutlich geringere Bewehrungsgehalte aufwiesen als die anderen Platten.

Tabelle 9: Zusammenfassung der Versuchsdaten im Hinblick auf die Stahlgüte, den Bewehrungsgehalt und das Versagenskriterium

| Versuch | Stützbewehrung | | Versagen | |
|---------|--------------------------------|----------------------|--------------------------------|------------|
| | Stahlgüte | Bewehrungsgehalt | Ursache | Zeit [min] |
| 1 | BSt 50/55 RK | 0,65 % ²⁾ | Riß Stützbew. | 20 |
| 2 | BSt 42/50 RU | 0,87 % | Fließen Feldbew. | 92 |
| 3 | BSt 50/55 RK | 0,83 % | Fließen Feldbew. | 84 |
| 4 | BSt 50/55 RK | 0,55 % | Fließen Feldbew. ¹⁾ | 54 |
| 5 | BSt 50/55 RK | 0,55 % | Riß Stützbew. | 27 |
| 6 | BSt 50/55 RK | 0,47 % | Fließen Feldbew. ¹⁾ | 62 |
| 7 | BSt 50/55 RK | 0,47 % | Riß Stützbew. | 29 |
| 8 | BSt 50/55 RK + BSt 42/50 RK | 0,56 % | Fließen Feldbew. ¹⁾ | 70 |
| 9 | BSt 50/55 RK | 0,56 % | Fließen Feldbew. | 160 |
| 10 | BSt 42/50 RK | 0,62 % | Fließen Feldbew. | 110 |

- 1) Am Ende der Stützbewehrung bildete sich frühzeitig ein breiter Riß, der weitere Zwängungsumlagerungen verhinderte. Bei im Feld durchgehender Stützbewehrung wäre vermutlich ein vorzeitiger Riß der Stützbewehrung wie bei Platten 5 und 7 erfolgt.
- 2) Die Bewehrung war bereits im Kaltzustand mit einer Stahlspannung von $\sigma_e = 3700 \text{ kp/cm}^2$ ausgenutzt (s. Tabelle 5).

Das unterschiedliche Tragverhalten wurde sehr früh durch die unterschiedliche Rißbildung im Zwischenauflagerbereich angezeigt. Zunächst sollen daher allgemeine Aussagen über die Rißbildung bzw. über die Beschränkung der Rißbreite unter Gebrauchslast bei den vorhandenen Systemen gemacht werden. Nach DIN 1045, Ziffer 17.6.1 wäre ein Nachweis über die Beschränkung der Rißbreiten nicht erforderlich, da alle Platten dünner als 16 cm sind. Außerdem werden zwei der drei Bedingungen nach Ziffer 17.6.2, Gl. (21), eingehalten, bei denen die Beschränkung auf eine "geringe" Rißbreite als nachgewiesen gilt, da bei den Bewehrungen aus BSt 50/55 maximale Stabdurchmesser von $d_e = 7,0$ mm (R 513) bzw. 6,5 mm (R 664, R 443) eingehalten wurden.

Um weitere Angaben über den Rißbeginn, die Rißbreite und den Rißabstand zu erhalten, wird im folgenden Bild 26 die Momentenverteilung aus Gebrauchslast bzw. aus Gebrauchslast und Temperaturzwängungskräften für ein geprüftes System $l_1/l_2 = 4,0/4,0$ m aufgezeichnet (Versuche 6 - 9).

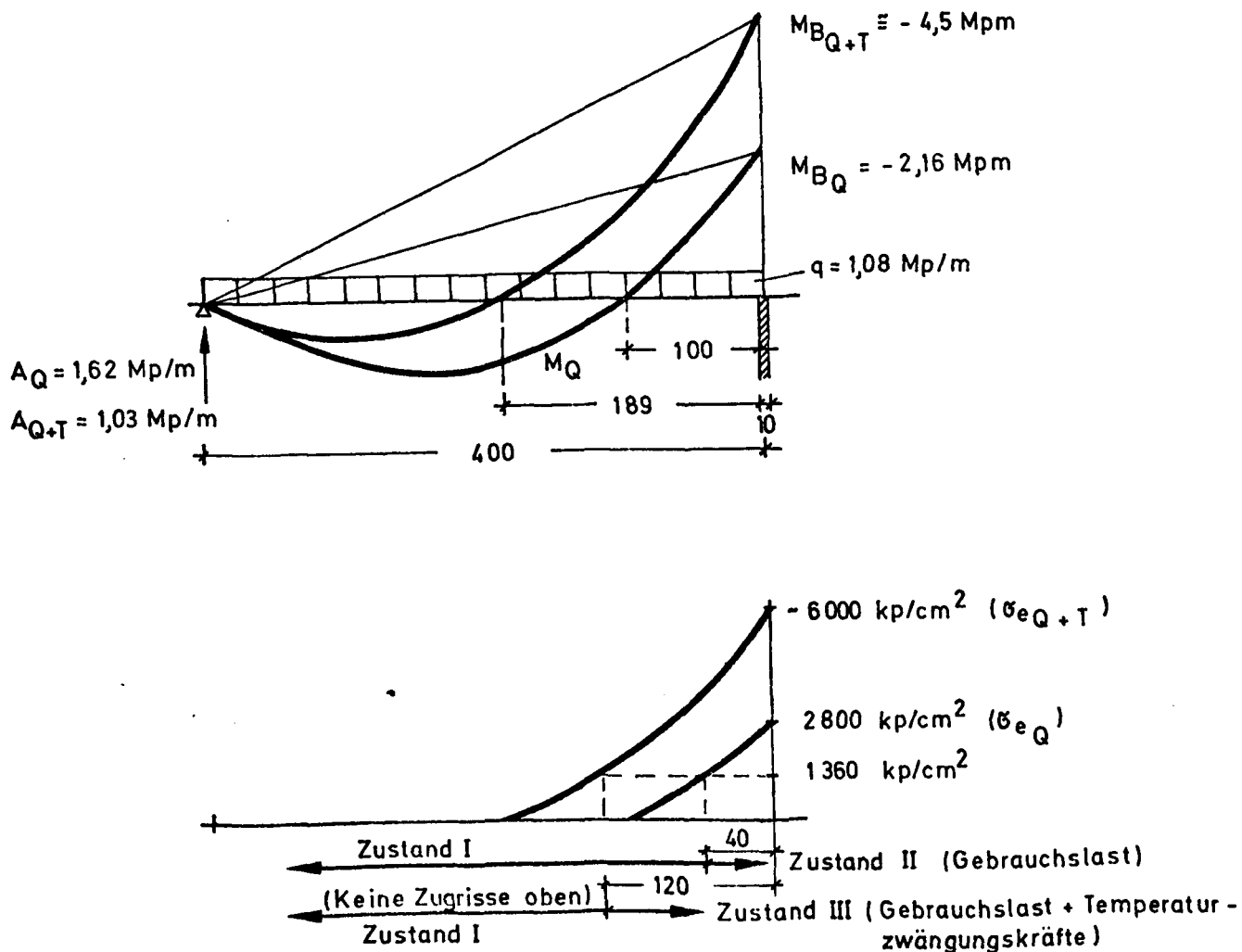


Bild 26: Momentenverteilung und Stahlspannung der Stützbewehrung

Die Stahlspannung springt nach [13] dabei im Rißquerschnitt von

$$\sigma_e^I = n \cdot \sigma_{bz} = n \cdot \beta_{BZ} \quad \text{im Zustand I}$$

auf

$$\sigma_{eR} \approx 0,20 \frac{\beta_{BZ}}{\mu}.$$

Die sprunghafte Zunahme der Stahlspannung bei der Rißbildung ist demzufolge umso größer, je kleiner der Bewehrungsgrad $\mu = F_e/b \cdot d$ und je höher die Biegezugfestigkeit des Betons β_{BZ} ist.

Die in Tabelle 3 angegebene, an unbewehrten Prismen ermittelte Biegezugfestigkeit β_{BZ} kann nicht ohne weiteres auf Tragwerke der Praxis übertragen werden, da die Biegezugfestigkeit offensichtlich von der Bauteilhöhe abhängig ist und auch Nebenspannungen im Bauwerk nicht zu vermeiden sind. Deshalb wird für baupraktische Zwecke nach [13] die zum Riß führende Biegezugspannung im Beton $\sigma_{bz} \approx 0,63 \beta_{BZ}$ angesetzt.

$$\begin{aligned} \sigma_e^I &\approx 7 \cdot 32 = 224 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_{eR} &\approx 0,2 \cdot 32 / 0,47 \cdot 10^{-2} \approx 1360 \text{ kp/cm}^2 \\ \Delta \sigma_{eR} &= 1360 - 224 = 1136 \text{ kp/cm}^2. \end{aligned}$$

Der mittlere Rißabstand ergibt sich nach [9] zu

$$a_m = K_1 \cdot \bar{u}_b + K_2 \cdot K_3 \cdot \phi / \mu,$$

wobei K_1 den Einfluß der Betondeckung \bar{u}_b , K_2 den Einfluß der Oberflächenprofilierung des Stahls und K_3 den Einfluß der mitwirkenden Betonfläche darstellt.

Versuche in verschiedenen Laboratorien führten zu folgenden Werten:

$$\begin{aligned} K_1 \cdot \bar{u}_b &= 4,0 \text{ cm (konstanter Wert)} \\ K_2 &= 0,9 \cdot 10^{-2} / (0,2 + \sqrt[3]{f_R^2}) \approx 0,028 \\ K_3 &= 1,0 \text{ cm für Biegung ohne Längskraft} \\ a_m &\approx 4,0 + 0,028 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,65}{0,0047} \approx 8,0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Diese Rißangaben stehen z.T. im Widerspruch zu den Versuchsbeobachtungen. Die ermittelten Rißabstände stimmen etwa mit den beobachteten Abständen überein, die Rißbildung bei den in Frage stehenden Versuchen 1, 5 und 7 bleibt jedoch nur auf einen Bereich von maximal 25 cm links und rechts vom Mittelaufleger beschränkt (s. Bild 3, 8, 9 und 12 - 15) und nimmt nicht den in Bild 26 gezeigten Bereich von jeweils ca. 120 cm ein. Möglicherweise ist das auf die Belastungsgeschichte dieser Versuche zurückzuführen, die insoferne von den üblichen Versuchen im Kaltzustand abweicht, als durch Zwängungsumlagerungen ein sehr schneller Spannungsanstieg über dem Zwischenauflager erfolgt.

Rehm räumt in [10] die Möglichkeit ein, daß die Spannungsentwicklung und damit verbunden die Rißbildung auch von der Belastungsdauer abhängen kann; auch ist nach [11] anzunehmen, daß die Betonzugzone zwischen den Rissen bei Kurzzeitbelastungen mitwirken kann.

Ein wesentlicher Unterschied ist auch im Verbundverhalten von geschweißten Betonstahlmatten (BSt. 50/55) und Betonrippenstählen (BSt. 42/50) zu sehen. Bei der Verwendung von Betonstahlmatten wird die maximale Stahlspannung $\max \sigma_e$ im Rißbereich über dem Mittelaufleger sehr schnell abgebaut, da die Verankerungskräfte über die Scherfestigkeit des Schweißknotens in die Querstäbe geleitet werden und zusätzlich über den Scherverbund der gerippten Längsstäbe direkt in den Beton übertragen werden. Bei Verwendung von Betonrippenstählen ohne angeschweißte Querstäbe ist der Eintragungsbereich der Zugkräfte länger, da sie im wesentlichen nur über den Scherverbund der Rippen weitergeleitet werden.

Bedingt durch den verhältnismäßig kleinen Bewehrungsgrad $\mu \sim 0,5\%$, der die große sprunghafte Zunahme der Stahlspannung bei der Rißbildung bewirkt, und den schnellen Abbau der Stahlspannungen im Bereich der Querbewehrung treten unmittelbar am Querstab hohe Verbundspannungen τ_1 auf, die zu einer Verbreiterung des Risses führen. Da außerdem das Stützmoment im Bereich des Zwischenauflagers sehr schnell abgebaut wird, kann der Spannungssprung bei der Rißbildung in Verbindung mit dem schnellen Anstieg des Stützmomentes durch Zwängungsumlagerungen zu einem Überschreiten der Streckgrenze und bei den dann zu erwartenden, örtlich begrenzten Dehnungen zum Bruch der Bewehrung führen (s. Versuche 1, 5 und 7).

5.3.2 Bewehrungsführung im negativen Momentenbereich

Alle Versuche ließen eindeutig erkennen, daß die Bewehrung im negativen Momentenbereich von brandbeanspruchten Stahlbetondurchlaufplatten gegenüber dem

Gebrauchszustand zwei zusätzliche Funktionen zu erfüllen hat, nämlich die Abdeckung der Momentenlinie, die sich aus der Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten einstellt, sowie die Verhinderung von Zugbrüchen im Bereich einzelner breiter Risse unmittelbar über dem Zwischenauflager.

5.3.2.1 Bewehrungsführung im Bereich des Momentennullpunktes

Die erste Aufgabe ist zu lösen durch eine Vergrößerung der Einbindelänge der Stützbewehrung in den Feldern, da die Momentennullpunkte infolge Temperaturbeanspruchung weiter ins Feld rücken (s. auch Bild 27).

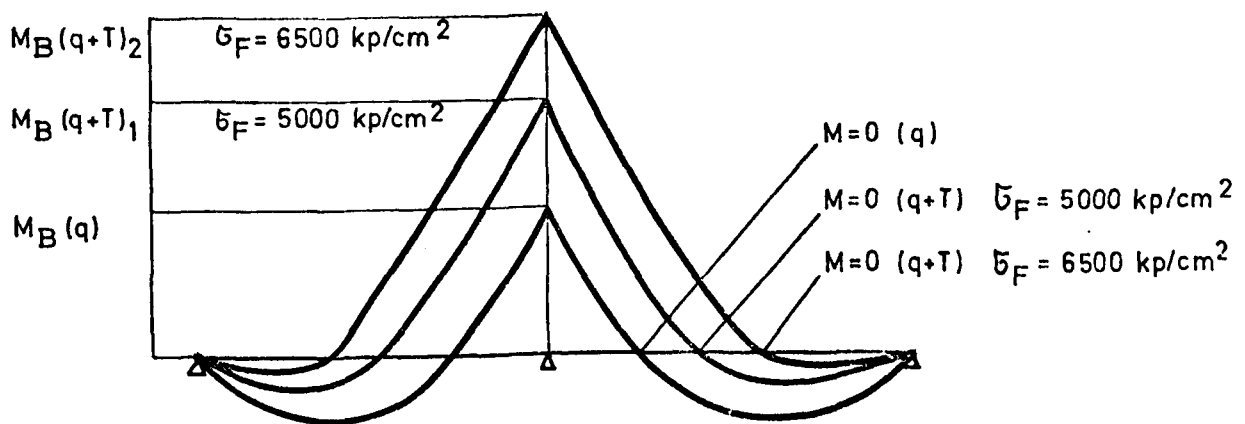


Bild 27: Mögliche Verschiebung des Momentennullpunktes zum Endauflager

Bei Innenfeldern von mehrfeldrigen Systemen können die Feldmomente infolge der Zwängungsumlagerungen ganz im negativen Bereich bleiben. Der genaue Momentenverlauf im beheizten Zustand läßt sich allerdings nicht vorhersagen, da er durch mehrere Faktoren beeinflusst wird. Neben unterschiedlichen Stützweiten bei Zwei- und Mehrfeldkonstruktionen können auch feldweise unterschiedliche Belastungen und eine über den Mindestanforderungen liegende Fließgrenze der Stützbewehrung den Momentenverlauf ändern. Um ein verfrühtes Versagen des Betons am Ende der oberen Bewehrung auszuschalten, muß stets eine durchgehende obere Bewehrung vorhanden sein. Quantitative Angaben wurden bereits in früheren Forschungsarbeiten entwickelt [1], [2] und [3]. Sie sind in den Konstruktionsvorschlägen im Abschnitt 6 dieses Berichtes berücksichtigt.

5.3.2.2 Bewehrungsführung im Bereich der maximalen negativen Momente

Die Variierung von Längsstababständen bei einer Bewehrung aus Betonstahlmatten - $a_L = 7,5$ cm bzw. $a_L = 15$ cm - hat anscheinend ebenso wenig einen wesentlichen Einfluß auf das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung wie die Variation des Querstababstandes - $a_a = 12,5$ cm bzw. 25 cm -. Die Versuchsergebnisse ließen keine eindeutigen Unterschiede erkennen.

Vergleicht man die Versuchsergebnisse der Platten 1 und 3 - $d = 10$ cm - sowie der Platten 7 und 9 - $d = 14$ cm - mit einer Bewehrung aus Betonstahlmatten BSt. 50/55, dann läßt sich feststellen, daß die Versuchskörper mit der stärkeren Bewehrung bei jeweils gleicher Belastung eine längere Feuerwiderstandsdauer erreichten, da kein verfrühter Bruch der Stützbewehrung über dem Zwischenauflager auftrat. Bei Platte 3 wurde gegenüber Platte 1 das Bemessungsmoment nicht abgemindert, bei Platte 9 wurde gegenüber Platte 7 im Zwischenauflagerbereich ein 1 m langer Bewehrungsstreifen aus BSt. 50/55 (R 131) zugelegt, der den Bewehrungsgehalt um etwa 20 % über den statisch erforderlichen Wert erhöhte. Im Bereich dieser Zulage wurde eine gegenüber den anderen Versuchen günstigere Rißverteilung erreicht.

5.3.3 Einfluß von Obergurten vorgefertigter Gitterträger auf die Bewehrungsführung

Als Nebenprodukt der Versuche 6 - 9 sollte sich zeigen, inwieweit die Obergurte der vorgefertigten Gitterträger in den Elementdecken auf die im Abschnitt 5.3.2.1 geforderte, durchgehende obere Feldbewehrung anzurechnen sind. Die Obergurte der in den verwendeten Elementdecken eingebauten Gitterträger entsprachen etwa 15 % der vorhandenen Stützbewehrung und lagen tiefer als diese. Bei den Versuchen 6, 8 und 9 bildeten sich am Ende der eingebauten Stützbewehrung deutlich breitere Risse aus als im übrigen Zwischenauflagerbereich. Diese Risse führten bei den Versuchen 6 und 8 zur Gelenkbildung und damit verbunden zum Bruch der Gitterträgerobergurte. Es wird daher vorgeschlagen, Obergurte von Gitterträgern nur dann auf eine in den Feldern geforderte durchgehende obere Bewehrung anzurechnen, wenn sie etwa in der gleichen Höhe wie die eingebaute Stützbewehrung liegen, und wenn ein Teil dieser Stützbewehrung ebenfalls als obere Feldbewehrung durchläuft, um durch eine vorhandene Bewehrungskontinuität die Bildung eines breiten Risses zu verhindern.

5.3.4 Wertung der verschiedenen Einflußfaktoren

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen lassen sich zwei Einflußfaktoren auf das Tragverhalten von durchlaufenden Plattenstreifen verhältnismäßig klar ablesen:

- a) Eine Gelenkbildung im Bereich des Momentennullpunktes läßt sich nicht immer dadurch verhindern, daß die erwartete Momentenlinie aus der Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten durch Bewehrung abgedeckt wird (s. Versuche 6 und 8). Da dieser Momentenverlauf nicht exakt vorhersehbar ist, wird mit Sicherheit nur eine im Feld durchgehende obere Bewehrung einen derartigen Bruch verhindern.
- b) Durch den schnellen Anstieg der Temperaturzwängungsmomente über dem Zwischenauflager von Zweifeldkonstruktionen wird bei den untersuchten Platten das Fließmoment nach etwa 10 - 20 Minuten Branddauer erreicht. Offensichtlich wurde bei einigen Platten durch die begrenzte Rotationsfähigkeit im Bereich des Zwischenauflagers eine Umlagerung der Zwängungsmomente verhindert. Das führte zum frühzeitigen Bruch der oberen Bewehrung im Bereich eines einzelnen breiten Risses.

Sehr ausführlich beschäftigt sich Bachmann [14] mit der Rotationsfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten, indem er die verschiedenen Einflußparameter auf den "kritischen Gelenkwinkel" eines "Biegeriß-Gelenkes" untersucht. Neben den geometrischen Größen - Querschnittsabmessungen, Bewehrungslage und Bewehrungsgehalt - und der Betonfestigkeit werden vor allem folgende Parameter berücksichtigt:

- Veränderung des Momentes längs des Gelenkes
- Rißabstand im Verhältnis zum Hebelarm der inneren Kräfte
- Form des Spannungs-Dehnungs-Diagramms (insbesondere die Dehnungseigenschaften einschließlich der Gleichmaßdehnung)
- Verbundeigenschaften
- Stabdurchmesser.

Ein Vergleich der entsprechenden Parameter bei den in Frage stehenden Stahlbetonplatten mit den Ergebnissen der Untersuchung von Bachmann [14] zeigt, daß besonders die mit Betonstahlmatten bewehrten Platten (1, 3 - 9) im Bereich des Mittelaufagers nur eine geringe Rotationsfähigkeit aufweisen, da folgende negative Einflüsse einwirken:

4. *Abg.*
- a) Die Momente im Zwischenauflagerbereich werden sehr schnell abgebaut und der Rißabstand ist, bezogen auf den Hebelarm der inneren Kräfte, verhältnismäßig groß ($s/z \approx 8,00/10,0 = 0,8$). Dadurch wird die Differenz zwischen der maximalen Spannung im Riß und der minimalen Spannung zwischen den Rissen so groß, daß sich die Dehnung der Bewehrung im wesentlichen auf den Rißbereich konzentriert.
 - b) Da durch den steilen Momentenanstieg infolge Temperaturzwängungsbeanspruchung die Stahlspannungen in den plastischen Bereich des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes kommen, haben verhältnismäßig geringe Spannungsänderungen bedeutende Dehnungsänderungen zur Folge, so daß im Bereich der breiten Risse die Gleichmaßdehnung schnell überschritten wird ($\delta_g = 1-6 \%$, siehe Tabelle 4).
 - c) Die guten Verbundeigenschaften der geschweißten Betonstahlmatten (Ver-schweißung der Querstäbe, kleiner Längstabdurchmesser) bewirken ebenfalls eine stärkere Konzentration der Stahldehnungen auf die Rißbereiche, so daß die Gefahr eines vorzeitigen Versagens der Zugbewehrung durchaus gegeben ist.

Diese Vorstellung steht im Gegensatz zu der üblichen Konstruktionslehre von Stahlbetonbauwerken, die für den Gebrauchszustand im Hinblick auf die Rissebeschränkung möglichst gute Verbundeigenschaften und kleine Stabdurchmesser fordert. Die Untersuchungen nach [14] zeigen jedoch, daß sich diese in Sonderfällen auch nachteilig auf das Verformungsvermögen plastifizierter Bereiche auswirken können.

- d) Der Verfestigungsbereich von Stählen BSt 50/55 ist deutlich geringer als von BSt 42/50.

Die vorgenannten Einflüsse auf die Rotationsfähigkeit des Zwischenauflagerbereiches sind, abgesehen von Versuch 2, auf alle untersuchten Platten anzuwenden. Diese Auflistung sollte zeigen, daß derartige Stahlbetonplatten grundsätzlich im Bereich eines Biegerisses über dem Zwischenauflager (im plastifiziertem Zustand) zum Bruch der Bewehrung neigen, wenn der Bewehrungsgehalt den sogenannten kritischen Bewehrungsgehalt μ_{kr} unterschreitet, bei welchem Beton und Stahl gleichzeitig versagen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse (Tabelle 9) und die durchgeführten Ergänzungsversuche [15] zeigen, daß der kritische Bewehrungsgehalt etwa bei $\mu_{kr} \approx 0,5$ liegt, d.h. bei Plattenstreifen mit einer Biegezugbewehrung über dem Zwischenauflager von $F_e \leq 0,5 \cdot b \cdot d / 100$ ist unter Brandbeanspruchung mit einem Bruch der Bewehrung zu rechnen.

6. Vorschläge zur konstruktiven Gestaltung und Bewehrungsführung von durchlaufenden Stahlbetonplatten

6.1 Allgemeines zu den Konstruktionsvorschlägen

Bevor aus den hier gefundenen Ergebnisse Konstruktionsvorschläge abgeleitet werden, ist es erforderlich, die Art der durchgeführten Versuche im Hinblick auf die praktische Anwendung zu analysieren.

Es wurden 1 m breite Plattenstreifen untersucht, die in ihrer Tragwirkung einem Zweifeldbalken und nicht den meistens in der Praxis vorkommenden Deckensystemen gleichen, die in ihrer Funktion unter Brandeinwirkung wesentlich günstiger zu beurteilen sind. Konstruktive Randeinspannungen, Querabtrag und Auflagerung auf statisch nicht berücksichtigten Wänden sowie eine partielle Brandbeanspruchung großer Deckenfelder verlängern die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetondecken gegenüber den hier geprüften Plattenstreifen erheblich [5]. Deshalb sollen die gewonnenen Erkenntnisse zwar in der Tendenz berücksichtigt werden, es erscheint jedoch zulässig, die gefundenen Ergebnisse aufgrund der Versuchsanordnung etwas in der Weise zu modifizieren, daß wirtschaftlich noch vertretbare Konstruktionsrichtlinien entstehen.

6.2. Konstruktive Gestaltung im negativen Momentenbereich

Durch entsprechende konstruktive Maßnahmen ist ein vorzeitiger Bruch von Stahlbetondurchlaufplatten am Ende der nach DIN 1045 erforderlichen Stützbewehrung (Momentennullpunkt im Gebrauchszustand) bzw. im Bereich des maximalen Stützmomentes unmittelbar über dem Zwischenauflager zu verhindern.

- a) Zur Vermeidung des Bruches im Bereich des Momentennullpunktes ist die über der Zwischenstütze nach DIN 1045 erforderliche Bewehrung unabgemindert nach beiden Seiten um $0,15 \ell$ (ℓ = Stützweite des angrenzenden größeren Feldes) weiterzuführen. Danach darf die Stützbewehrung entlang der in Richtung Feldmitte verschobenen Momentenlinie abgestuft werden bis auf eine Mindestbewehrung von 20 % der erforderlichen Stützbewehrung. Bei Innenfeldern mit angrenzenden unterschiedlichen Stützbewehrungen ist die obere Mindestbewehrung nach dem Mittelwert der Stützbewehrungen zu berechnen. Diese Mindestbewehrung ist erforderlich, um auch Zweifeldsysteme mit sehr unterschiedlichen Stützweiten und solche Mehrfeldsysteme zu erfassen, bei denen im Brandfall einige Felder vollständig im negativen Momentenbereich liegen können.
- b) Bei strikter Auslegung der Versuchsergebnisse müßte bei einachsigen gespannten durchlaufenden Stahlbetonplatten zur Vermeidung frühzeitiger Bewehrungsbrüche im Bereich der Maximalmomente über einem Zwischenlager ein Mindestbewehrungs-

Zusatzbewehrung mit
4102
DIN 1045

gehalt von $\mu = Fe/b \cdot d \approx 0,5 \%$ gefordert werden.

Als Alternative zu dieser Forderung wäre eine Vergrößerung der nach DIN 1045 erforderlichen Stützbewehrung in einem Bereich von jeweils ca. 0,15 l beiderseits der Innenstützen um ca. 20 % zu erwägen. Eine ähnliche Maßnahme wurde bereits in [6] vorgeschlagen und konnte durch Versuch 9 bestätigt werden (s. Bild 28).

Bei den üblichen Geschoßdecken im Industrie- und Hochbau kommen jedoch in der Regel die in Abschnitt 6.1 beschriebenen Vergünstigungen zur Wirkung, die die Gefahr des frühzeitigen Bruches der Bewehrung ganz wesentlich verringern. Das wird bestätigt durch die Auswertung der verschiedensten Brandfälle, bei denen das vorzeitige Versagen der Stützbewehrung in keinem Falle festgestellt werden konnte.

Es erscheint daher nicht notwendig, für alle einachsige gespannten Durchlaufdecken Anforderungen hinsichtlich des Mindestbewehrungsgehalts bzw. einer Zulagebewehrung im Bereich von Zwischenauflagern zu stellen.

Es wird jedoch empfohlen, bei Durchlaufsystemen die Rotationsfähigkeit im Zwischenauglerbereich zu vergrößern, z. B. durch Verwendung einer Stützbewehrung mit großem Stabdurchmesser oder einer Bewehrung mit größerer Bruch- bzw. Gleichmaßdehnung.

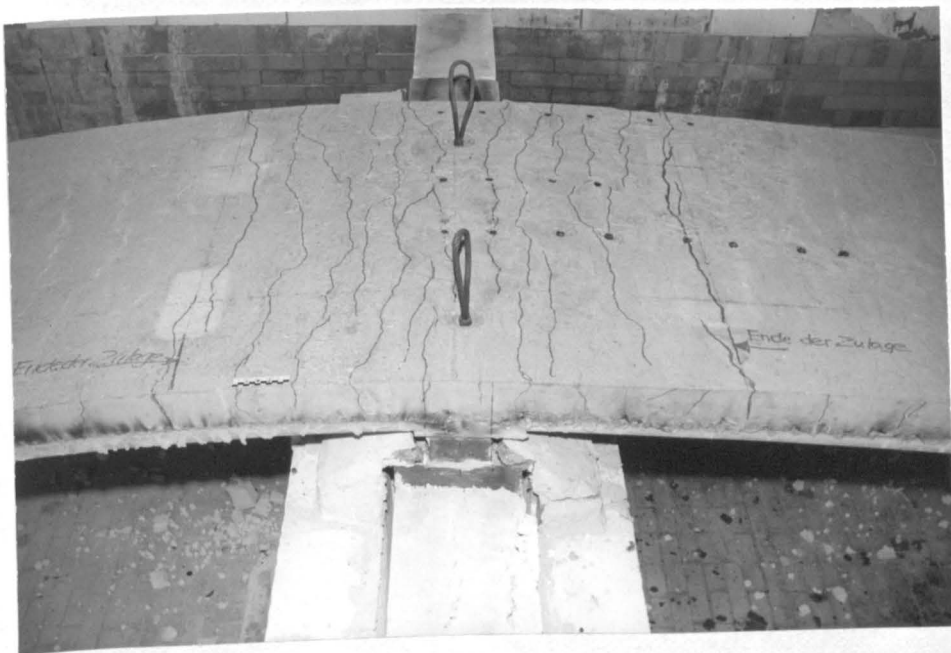


Bild 28: Rißverteilung Platte 9

6.3 Bewehrungsführung in den Plattenfeldern

Bei Durchlaufsystemen wurden durch Temperaturzwängungen Momentenflächen erzeugt, die zu einer Erhöhung der Stützmomente und einer Abminderung der Feldmomente führen. Durch die geringere Spannungsausnutzung der nach statischen Erfordernissen verlegten Feldbewehrung erhöht sich zwangsläufig die kritische Stahltemperatur - also diejenige Temperatur, bei der die Stahlfließgrenze auf den Wert der vorhandenen Spannung abfällt. Als Folge dieser Erhöhung kann die Betonüberdeckung der Feldbewehrung - brandschutztechnisch ausgedrückt der Mindestachsabstand - gegenüber statisch bestimmt gelagerten Platten bei Einstufung in bestimmte Feuerwiderstandsklassen verringert werden.

Da der Abbau der Feldmomente stützweitenabhängig unterschiedlich ist, d.h. bei annähernd gleichen Stützweiten eines Durchlaufsystems ist der prozentuale Abbau des Feldmomentes infolge Temperaturzwängungen erheblich größer als zum Beispiel in den größeren Feldern eines Systems mit sehr unterschiedlichen Stützweiten, müssen die Bemessungsregeln für den Achsabstand der Feldbewehrung den Stützweitenverhältnissen angepaßt werden:

- a) Bei Stützweitenverhältnissen $\min \ell \geq 0,8 \max \ell$ werden aus brandschutztechnischen Gründen keine gegenüber DIN 1045 erhöhten Anforderungen an die Überdeckung (Achsabstand "u") der Feldbewehrung bei Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 gestellt.
Bei höheren Brandschutzanforderungen darf bei den o.a. Stützweitenverhältnissen ein "u" gewählt werden, das einer um 60 Minuten niedrigeren Feuerwiderstandsklasse von statisch bestimmt gelagerten Platten entspricht.
- b) Bei anderen Stützweitenverhältnissen ($\min \ell < 0,8 \max \ell$) ist in den größeren Feldern ein "u" zu wählen, das einer um 30 Minuten niedrigeren Feuerwiderstandsklasse von statisch bestimmt gelagerten platten entspricht. Für die kleineren Felder gilt Abschnitt a).

- c) Werden dagegen in den Feldern die erforderlichen Mindestachsabstände für statisch bestimmt gelagerte Platten eingehalten, sind die in Abschnitt 6.2 angegebenen Bemessungsregeln für die Stützbewehrung nicht maßgebend; eine Ausführung nach DIN 1045 ist dann ausreichend.

7. Ergebnisse und Auswertung von Versuch 10 - durchlaufende Rippendecke

Für Stahlbetonrippendecken schreibt der Normentwurf von DIN 4102 Teil 4, Ausgabe März 1978, bei Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" bestimmte Konstruktionsrichtlinien vor:

Bei Ausführung eines Halbmassivstreifens bis zum Momentennullpunkt

| | | |
|---------------------------------|------------|-------------|
| Plattendicke | d_{\min} | = 10 cm, |
| Rippenbreite | b_{\min} | = 12 cm und |
| Achsabstand der Bewehrung u_m | | = 3,5 cm. |

Bei Ausführung ohne Halbmassivstreifen

| | | |
|---------------------------------|------------|-------------|
| Plattendicke | d_{\min} | = 10 cm, |
| Rippenbreite | b_{\min} | = 15 cm und |
| Achsabstand der Bewehrung u_m | | = 3,5 cm. |

7.1 Beschreibung der Rippendecke

In Anlehnung an Versuchserfahrungen aus früheren Versuchen aus dem Bereich der Materialprüfung wurde dieser Versuch mit folgenden Abmessungen konzipiert:

| | | | |
|---------------------------------|------------------|---|---------------------------------|
| Plattendicke | d | = | 9 cm |
| lichter Rippenabstand | a | = | 50 cm |
| Rippenbreite | b _{min} | = | 12 cm |
| Achsabstand der Feldbewehrung u | u | = | 3,8 cm |
| | u _s | = | 3,8 cm (seitlicher Achsabstand) |

Halbmassivstreifen: Die Halbmassivstreifen wurden nicht bis zum Momentennullpunkt geführt, sondern so gewählt, daß die Betondruckspannungen im Kaltzustand bei Annahme einer dreieckförmigen Druckzone und einem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von $n = E_{st}/E_b = 10$ den Wert von $2/3 \beta_R$ nicht überschreiten. Das entspricht etwa einer Beschränkung der Betonstauchung auf $\epsilon_b = 2,0 \text{ ‰}$ (nach den Bemessungstafeln für Biegung mit Längskraft).

Als obere Bewehrung wurden je Rippe 4 $\emptyset 12$ und 2 $\emptyset 10$ aus BSt. 42/50 RK nach der zu erwartenden Momentenlinie aus Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten gestaffelt. Als obere Bewehrung in den Feldern wurden in den Stegen 2 $\emptyset 10$ und in der Platte eine $\emptyset 131$ (BSt. 50/55) durchgeführt (s. Anlage 10.1).

7.2 Versuchsergebnisse

Die Rippendecke versagte in der 110. Minute durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Feldbewehrung, die auf eine Temperatur von maximal 850°C aufgeheizt wurde. Die Temperatur auf der dem Feuer abgekehrten Plattenoberfläche lag zu diesem Zeitpunkt im Mittel um 170°C, in der 90. Minute um 135°C über der Ausgangstemperatur. Unter den gegebenen Voraussetzungen wäre für die geprüfte Rippendecke eine Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 - vorausgesetzt, ein zweiter Versuch würde mit positivem Verlauf durchgeführt - möglich.

Ein Verlauf der Auflagerreaktionen und der daraus berechnete Momentenverlauf über dem Zwischenauflager in Abhängigkeit von der Zeit ist in Anlage 10.5 wiedergegeben.

7.3 Wertung der Versuchsergebnisse

Die Wertung der Ergebnisse dieses Einzelversuches ist nur im Zusammenhang mit anderen Versuchsergebnissen an durchlaufenden Rippendecken möglich.

Im Hinblick auf die Tragfähigkeit wurde gegenüber dem Klassifizierungszeitpunkt (90. Minute) ein ausreichender Sicherheitsabstand von 20 Minuten erzielt, so daß eine Verallgemeinerung der gegenüber dem Entwurf von DIN 4102 Teil 4 verminderten Länge der Halbmassivstreifen zulässig erscheint, zumal eine Übereinstimmung mit dem in Tabelle 1 angegebenen Versuchsergebnis an einer Rippendecke mit einem Halbmassivstreifen nach den statischen Erfordernissen (DIN 1045, Ausgabe 1959) besteht.

Hinsichtlich der Balkenbreite bestätigte der Versuch die Bedingungen des Entwurfs von DIN 4102 Teil 4, daß die Mindestrippenbreiten von durchlaufenden Rippendecken gegenüber den Mindestbreiten von statisch bestimmt gelagerten Balken bei gleicher Feuerwiderstandsdauer verringert werden kann, wenn ein Halbmassivstreifen angeordnet wird bzw. wenn die Ausnutzung der Biegedruckzone wesentlich unter der nach DIN 1045 zulässigen Ausnutzung liegt.

Bedingt durch die Querschnittsgestaltung von Rippendecken sind die auf der dem Feuer abgekehrten Seite gemessenen Temperaturen niedriger als bei Plattendecken (s. Bild 29).

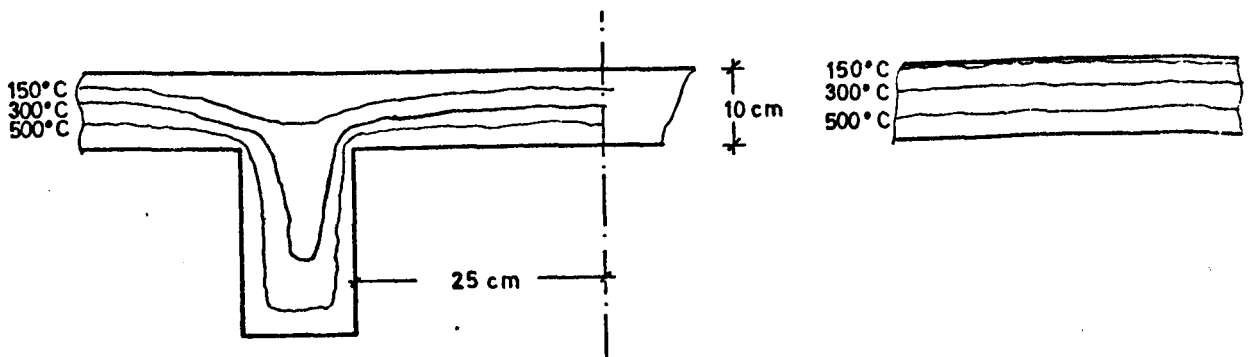


Bild 29: Gegenüberstellung des Isothermenverlaufes von Rippendecken und Platten (Prinzipskizze, Branddauer 90 Minuten)

Der Sicherheitsabstand gegenüber dem Klassifizierungszeitpunkt ist jedoch so gering (ca. 5 Minuten), daß eine generelle Herabsetzung der Minstdicke von Plattenspiegeln bei Rippendecken gegenüber der im Entwurf von DIN 4102 Teil 4 geforderten Minstdicke nicht möglich ist, zumal der Feuchtigkeitsgehalt mit 3,12 Gew.-% eine Verzögerung der Aufheizung bewirkte und der lichte Rippenabstand mit 50 cm kleiner als der nach DIN 1045 Zi. 21.2.1 für Rippendecken zulässige Abstand von 70 cm war.

8. Ergebnisse und Auswertung von zwei Versuchen an zweischaligen Stahlbetonrippendecken (Stahlbetonhohlplatten)

Die zwei Brandversuche an durchlaufenden Stahlbetonhohlplatten wurden als MPA-Versuche in erster Linie durchgeführt, um den Einfluß der brennbaren Schalkkörper aus Hartschaumstoff auf die raumabschließende Funktion der Decke unter Brandbeanspruchung zu untersuchen. Das Tragverhalten der Decken - Vertikalverformungen, Horizontalverformungen und Schnittkraftumlagerungen - wurde bei beiden Versuchen genau beobachtet und wird als wertvolles Nebenprodukt im folgenden analysiert.

8.1 Beschreibung der Stahlbetonhohlplatten

Beide Versuche wurden als Zweifelddecken mit Stützweiten von $\ell_1 = \ell_2 = 4,20$ m konzipiert, die Dicke des oberen und des unteren Plattenspiegels betrug jeweils 5 cm. Die Rippenbreite wurde jeweils bei einem lichten Rippenabstand von 45 cm mit $b = 10$ cm festgelegt, die Rippenhöhe betrug bei Decke I 20 cm und bei Decke II 13 cm (s. auch Bild 30).

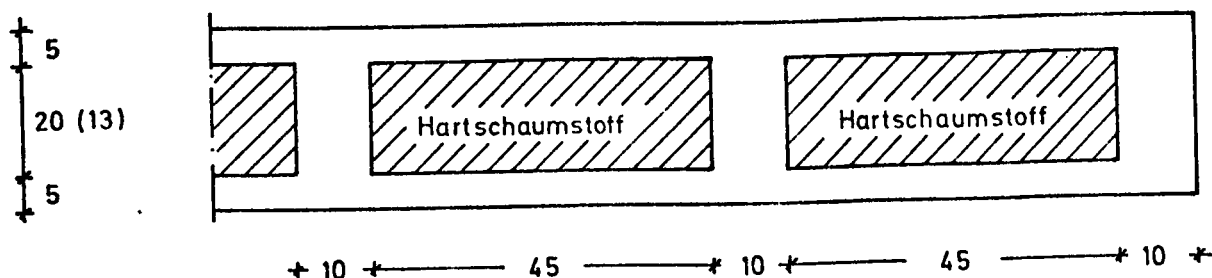


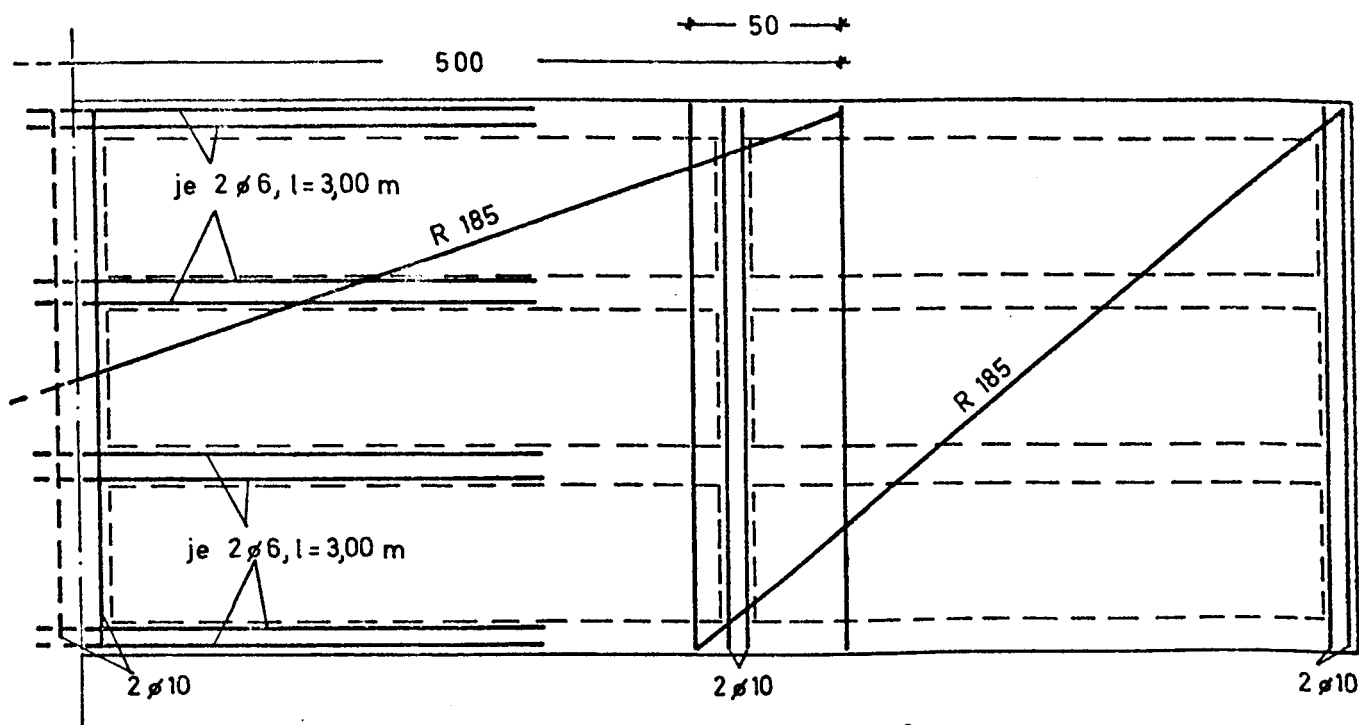
Bild 30: Querschnitt Stahlbetonhohlplatte

Weitere Querschnittsabmessungen werden in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle: Abmessungen Stahlbetonhohlplatte

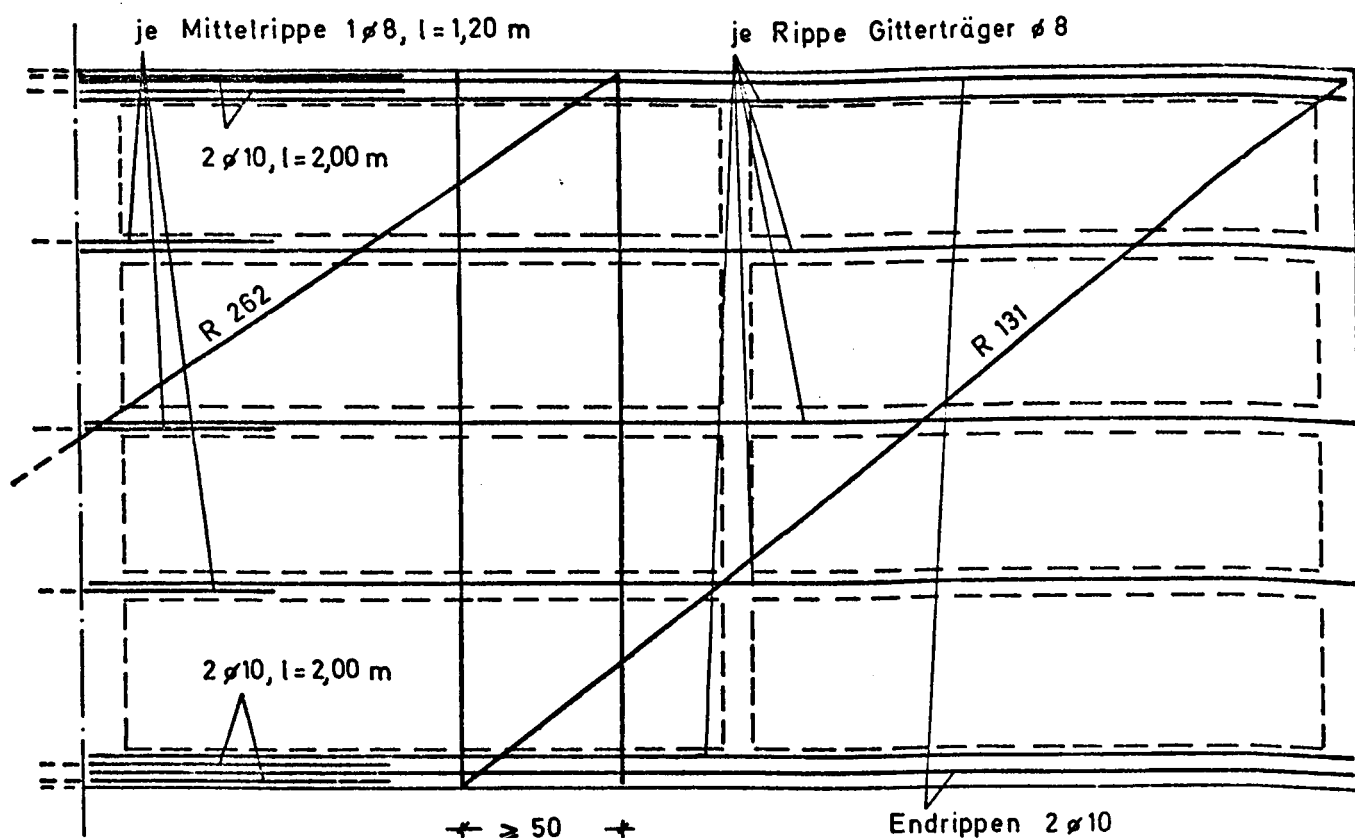
| | Decke I | Decke II |
|----------------------------|---------|----------|
| Gesamtdicke d (m) | 0,30 | 0,23 |
| Breite b (m) | 1,78 | 2,40 |
| Breite der Querrippen: (m) | | |
| Endauflager | 0,15 | 0,15 |
| Zwischenaufleger | 0,15 | 0,25 |
| Feld | 0,10 | 0,10 |

Die Stützbewehrung wurde in beiden Decken der Momentenlinie aus Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten angepaßt, wobei sowohl Betonstahlmatten BSt. 50/55 als auch Betonrippenstahl BSt. 42/50 RK verwendet wurden. Weitere Einzelheiten sind Bild 31 zu entnehmen. Als untere Bewehrung wurden bei Decke I BSt. 42/50 RK und BSt. 50/55 (Betonstahlmatten), bei Decke II ABE-Gitterträger gemäß Zulassungsbescheid und Betonrippenstahl BSt. 42/50 RK verwendet.



Decke I: obere Lage

Bügel Längsrippen $\phi 6^I$ $e=22$ cm
 Querrippen $\phi 6^I$ $e=22$ cm
 bzw. $e=16$ cm (15 cm breite Rippen)



Decke II: obere Lage

Bild 31: Bewehrungsführung Stahlbetonhohlplatte

In beiden Fällen wurden die nach DIN 1045 möglichen Betondruckspannungen im Bereich des Zwischenauftragers nicht ausgenutzt. Unter der Annahme einer dreieckförmigen Druckzone und einem Verhältnis der Elastizitätsmoduln von $n = E_{st}/E_b = 10$ ergaben sich bei Mitwirkung des unteren Plattenspiegels für Decke I maximale Betondruckspannungen von $\sigma_b \approx 40 \text{ kp/cm}^2$ ($k_h \approx 19$) und für Decke II von $\sigma_b \approx 60 \text{ kp/cm}^2$ ($k_h \approx 15$).

8.2 Versuchsbeobachtungen

Bei den Versuchen konnten folgende Beobachtungen gemacht werden:

Decke I : Bereits zwischen der 5. und 15. Minute wurden in einem Feld großflächige Abplatzungen registriert (s. Bild 32).



Bild 32: Unterer Spiegel Decke I

Die Stützbewehrung riß in der 9. Minute. Die Durchbiegungsgeschwindigkeit nahm bis zur 29. Minute sehr schnell zu, so daß von der 29. Min. an der Versuch ohne Belastung bis zur 50. Minute weitergefahren wurde. Er wurde abgebrochen, weil sich von der 45. Minute an brennbare Gase im Bereich des breiten Risses über dem Zwischenauflager selbst entzündeten und damit ein zweites Versagenskriterium erreicht war.

Decke II: Die Abplatzungen (ab der 8. Minute) waren nicht so großflächig wie bei der Decke I (s. Bild 33).



Bild 33: Unterer Spiegel Decke II

Von der 16. bis zur 35. Minute wurde beobachtet, daß sich die Decke von einem Endauflager abhob. Es entstand für ca. 20 Minuten ein Einfeldsystem mit Kragarm. Die Biegelinie zu verschiedenen Zeitpunkten ist in Bild 34 wiedergegeben.

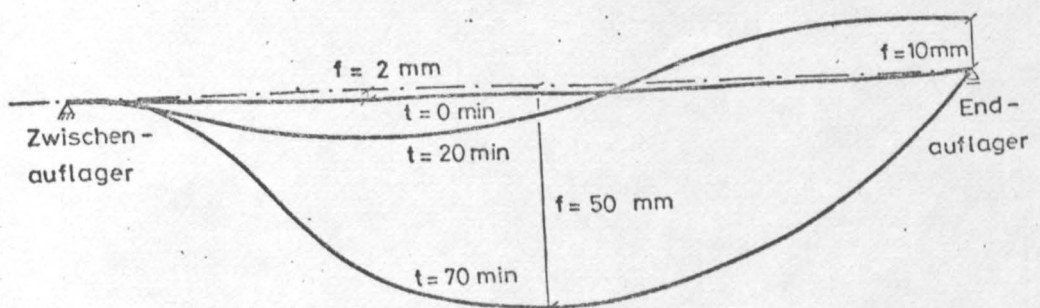


Bild 34: Biegelinie Decke II zu verschiedenen Zeitpunkten

Von der 30. Minute an bildeten sich jeweils ca. 1,10 m neben dem Mittelaufleger Querrisse aus, die sich bis zur 60. Minute auf 3 mm verbreiterten. In der 70. Minute entzündeten sich in diesem Rißbereich ausströmende Gase. Auch an den Stirnseiten der Platte konnten wenig später Flammenbildungen beobachtet werden. Der Versuch wurde in der 90. Minute abgebrochen. Die Tragfähigkeit der Konstruktion blieb während der gesamten Branddauer erhalten.

8.3 Wertung der Versuchsergebnisse

Bei den in den wesentlichen Konstruktionspunkten ähnlichen Hohlkörperdecken wurde unterschiedliches Tragverhalten unter Brandbeanspruchung festgestellt. Die unterschiedlichen Betonabplatzungen sind im wesentlichen auf die großen Unterschiede im Feuchtigkeitsgehalt der Versuchskörper zurückzuführen (Decke I $\sim 4,8\%$, Decke II $\sim 2,8\%$). Die Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsspannungen führten bei Decke I zu den zerstörenden Abplatzungen (s. Bild 33) und zum Ausfall des unteren Deckenspiegels hinsichtlich der Tragfähigkeit. Beim Versuch II konnten dagegen im wesentlichen nur Oberflächenabplatzungen festgestellt werden. Diese Ergebnisse bestätigen jedoch auch die in [12] erarbeiteten Grundsätze, Spiegeldicken von $d < 6,0$ cm aufgrund der Gefahr von zerstörenden Betonabplatzungen brandschutztechnisch nicht zu berücksichtigen.

Als unmittelbare Folge des unterschiedlichen Abplatzverhaltens ist auch das unterschiedliche Tragverhalten beider Decken zu bewerten. Decke I ist im Tragverhalten vergleichbar mit den Platten 1, 5 und 7. Durch die frühzeitigen (ab 5. Minute) zerstörenden Abplatzungen konnte die Decke nur als durchlaufende Rippendecke mit sehr hohen Druckspannungen in den Rippen über dem Zwischenauflager wirken, bei der durch die Verringerung des inneren Hebelarmes der Kräfte auch die Zugspannungen der Stützbewehrung wesentlich schneller anstiegen als bei der Decke II. Nach dem Bruch der Stützbewehrung in der 9. Minute bildeten sich aus dem statisch unbestimmten Zweifeldsystem zwei Einfeldsysteme mit einem Gelenk über dem Zwischenauflager, das keine Momente weiterleiten konnte (siehe Bild 35).

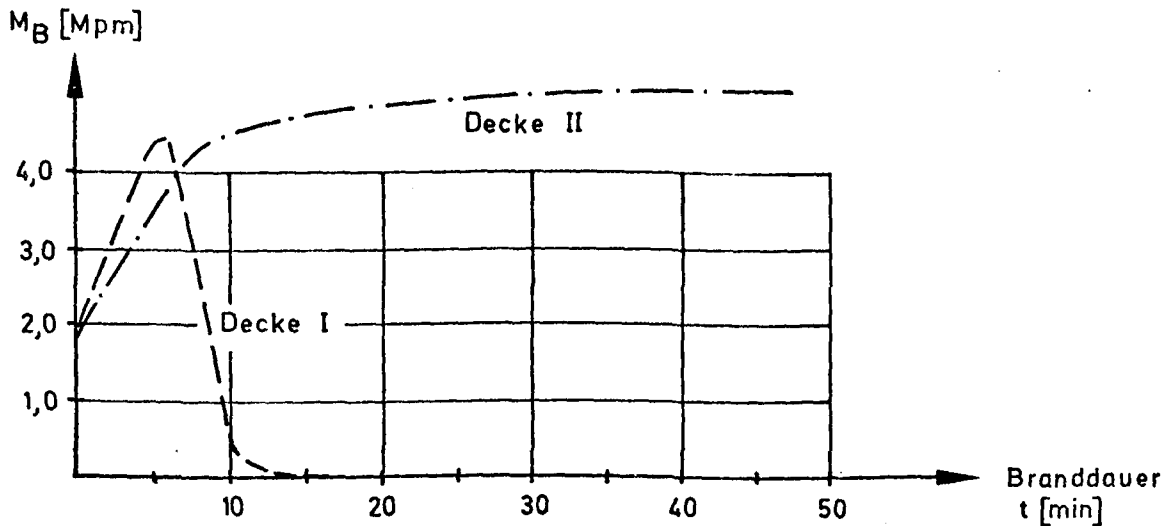


Bild 35: Stützmomentenverlauf Stahlbetonhohlplatten

Das Tragverhalten der Hohlplattendecke II ist dagegen vergleichbar mit dem Tragverhalten der Platten 2, 3 und 9 und der untersuchten Stahlbetonrippendecke. Das Stützmoment über dem Zwischenauflager konnte bis zum Versuchsende aufgenommen werden. Das beobachtete Phänomen des freischwebenden Endauflagers war z.T. auf eine 30%ige Überdimensionierung der Stützbewehrung in Verbindung mit den über den Mindestanforderungen liegenden Stahleigenschaften zurückzuführen ($\beta_s \approx 5600 \text{ kp/cm}^2$ für BSt. 50/55 bzw. 5450 kp/cm^2 für BSt. 42/50). Das reichte jedoch nicht aus, um über dem Zwischenauflager ein Moment aufzubauen, das dem Kragmoment bei der vorhandenen Stützweite entsprach. Zusätzlich traten im Hohlplattensystem infolge Temperaturbeanspruchung Druckspannungen im oberen Spiegel auf, die die Zugspannungen aus Gebrauchslast und "äußeren" Temperaturzwängungsspannungen überlagerten.

Eine Überschlagsberechnung hat ergeben, daß sich infolge eines Temperaturgefälles im unteren Spiegel der Hohlplatte, das vereinfachend als linear angesetzt wird, "innere" Zwängungsspannungen aufbauen können, die die Zugspannungen im oberen Spiegel überlagern. Dabei wird die Hohlplatte als mehrfach statisch unbestimmter Rahmen betrachtet, mit den Plattenspiegeln als Rahmenstielen und den Querrippen als Rahmenriegel (siehe auch Bild 36). Eigengewicht und Gebrauchslast bleiben ebenso wie das Endauflager unberücksichtigt.

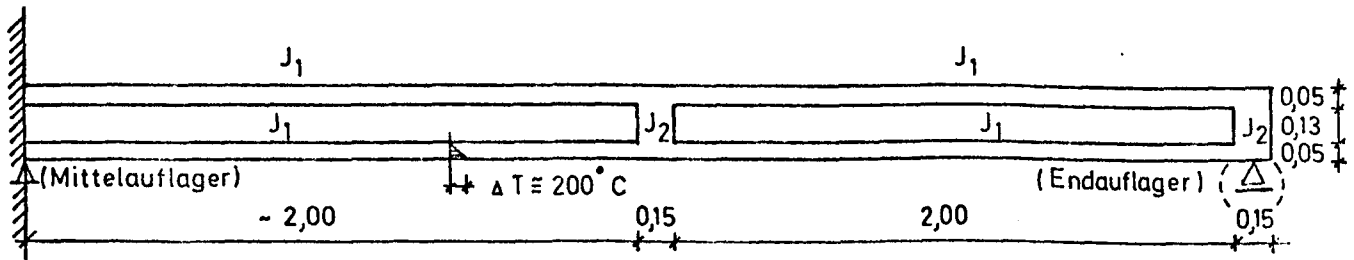


Bild 36: Idealisiertes System für den Lastfall "Temperaturgefälle unterer Spiegel"

Zerlegt man dieses System in zwei unten eingespannte Rahmen, in die jeweils ein Eckmoment aus der ungleichmäßigen Erwärmung eines Stieles eingetragen wird, erkennt man, daß im Fußpunkt des oberen Stieles jeweils eine Druckkraft eingeleitet wird, siehe Bild 37.

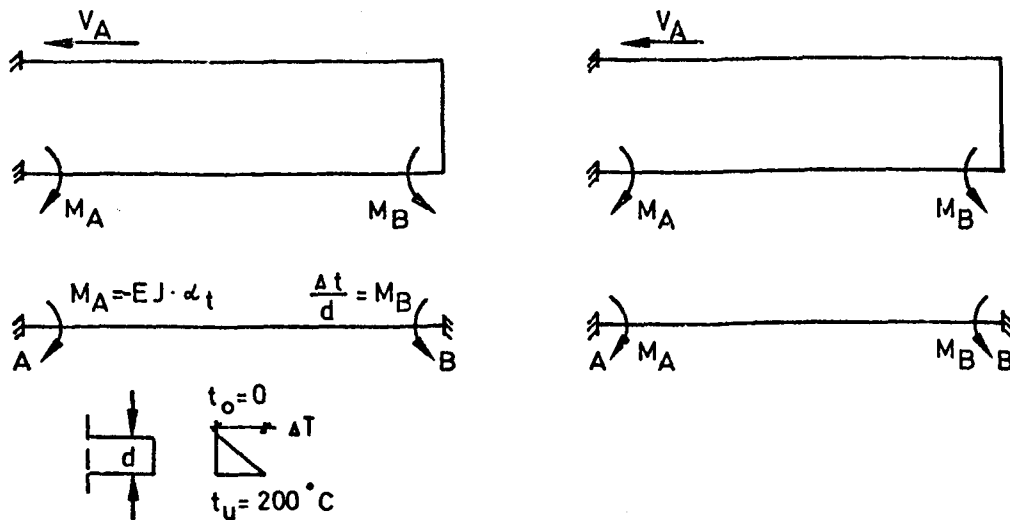


Bild 37: Aufteilung in Einzelrahmen

Im Rahmen dieser Arbeit kann das Problem nicht näher untersucht werden, besonders eine genauere quantitative Auswertung ist wegen ihres zu erwartenden Umfangs nicht möglich. Bei Decke I war im übrigen dieser Effekt nicht zu beobachten, was aufgrund des zerstörten unteren Spiegels auch nicht zu erwarten war.

9. Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wurde das Tragverhalten von durchlaufenden Stahlbetonplatten, -rippendecken und -hohlplatten unter Brandbeanspruchung untersucht. Die Versuchsergebnisse wurden unter dem Gesichtspunkt ausgewertet, für die Praxis Konstruktionsrichtlinien auszuarbeiten, die es erlauben, die o.a. Deckenkonstruktion brandschutztechnisch richtig mit einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand zu dimensionieren. Einzelheiten dieser vorgeschlagenen Konstruktionsrichtlinien sind den Abschnitten 6 - 8 zu entnehmen.

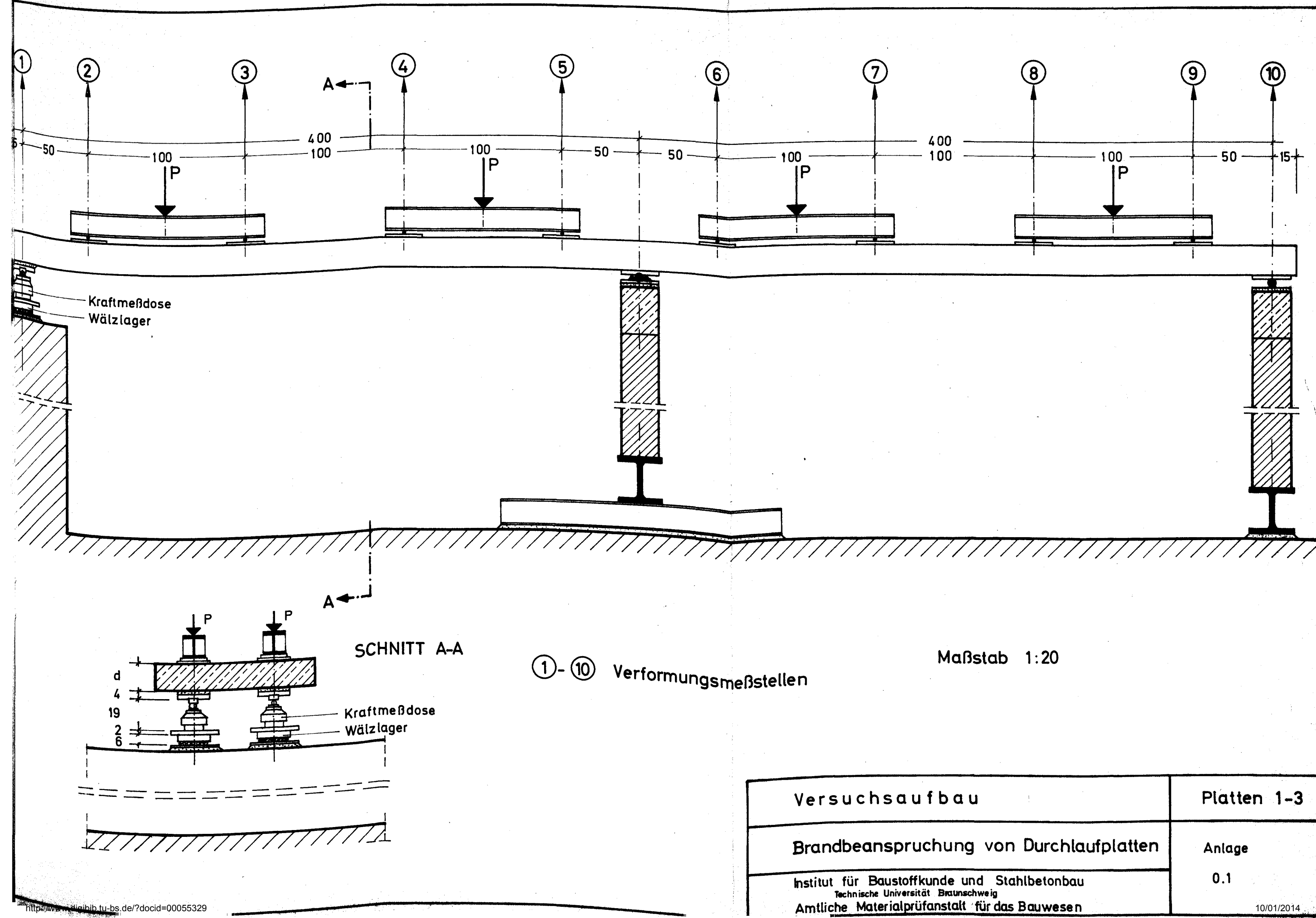
Im Rahmen dieser Arbeit konnten jedoch nicht alle offenen Fragen über das Brandverhalten von durchlaufenden Stahlbetondecken abschließend geklärt werden. Es muß darauf hingewiesen werden, daß alle Versuche an ideal gelagerten, statisch eindeutig bestimmbar Plattenstreifen durchgeführt wurden, deren Tragverhalten einem balkenartigen Tragwerk näher kommt als einem Flächentragwerk, das sich brandschutztechnisch wesentlich günstiger verhält. Versuche an Geschoßdecken im gegebenen Einbauzustand beim Forschungsvorhaben "Brandversuche Lehrte" [5] zeigten in der Gegenüberstellung zu den hier durchgeführten Versuchen an Plattenstreifen ganz eindeutig diese Tendenz auf. Es sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich, um die verschiedenen Einflußfaktoren wie z.B. Einspannverhältnisse und Lagerungsbedingungen genauer analysieren zu können. Außerdem sind weitere Untersuchungen erforderlich, um genauere Angaben über die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonplatten im Zwischenauflegerbereich und über die Rißbildung im plastifizierten Bereich unter Brandbeanspruchung zu erhalten.

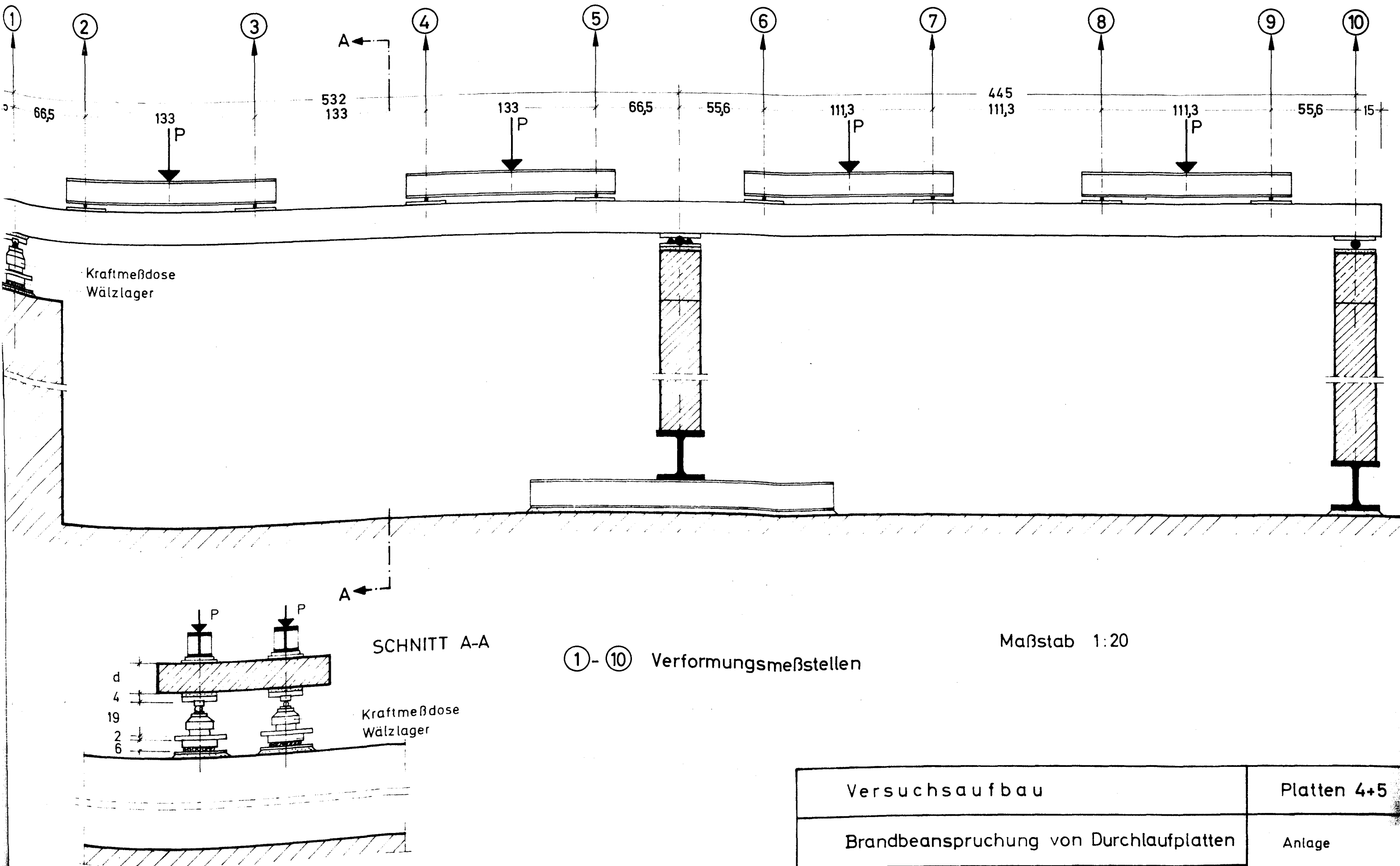
Literaturverzeichnis:

- [1] Wesche, J.:
Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff.
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. Kordina, 1974.
- [2] Ehm, H., Krampf, L. und v. Postel, R.:
Durchlaufende Stahlbetonkonstruktionen unter Brandbeanspruchung.
Vorläufiger Endbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
Prof. Dr.-Ing. Kordina, 1968 und 1970.
- [3] Ehm, H. und v. Postel, R.:
Versuche an Stahlbetonkonstruktionen mit Durchlaufwirkung unter
Feuerangriff.
"Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton". Ergebnisse einer Tagung
der FIP in Braunschweig, 1965.
Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin, 1966.
- [4] Barends, S.F.B.:
Brandversuche an durchlaufenden Spannbetonbauteilen.
"Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton". Ergebnisse einer Tagung
der FIP in Braunschweig, 1965.
Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin, 1966.
- [5] Bechtold, Ehlert, Wesche:
"Brandversuche Lehrte".
Brandversuche an einem zum Abbruch bestimmten, viergeschossigen modernen
Wohnhauses in Lehrte.
Schriftenreihe "Bau- und Wohnforschung" des Bundesministers für Raum-
ordnung, Bauwesen und Städtebau, Heft 04.037, 1978.
- [6] Seekamp, Becker, Stanke:
Brandversuche an Stahlbetondecken.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 197.
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1967.

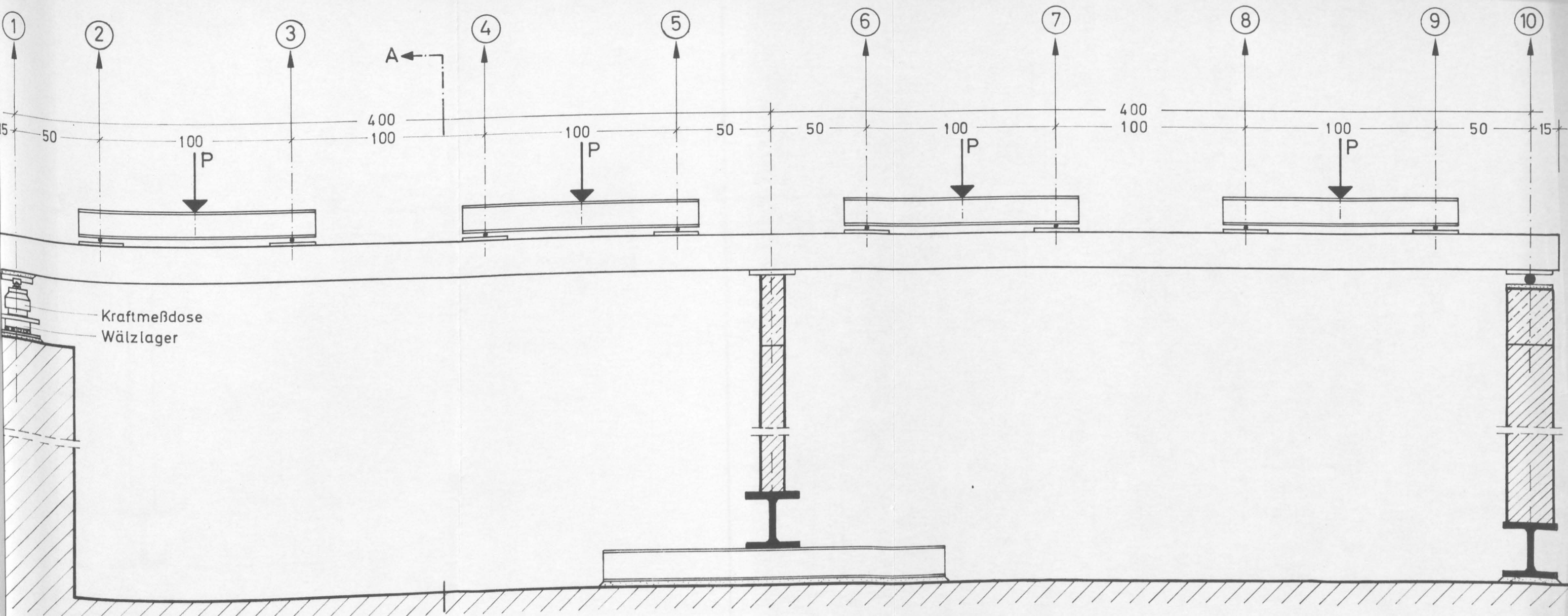
- [7] Anderberg, Ingve:
Fire exposed hyperstatic concrete structures.
Lund Institute of Technology, Sweden, 1973
Division of structural mechanics and concrete construction, Bulletin 32
- [8] Kordina, K.:
Grundlagen für den Entwurf von Stahlbetonbauteilen mit bestimmter
Feuerwiderstandsdauer.
Berichte aus Forschung und Praxis, Hubert Rüsck gewidmet.
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, München, 1969.
- [9] Rehm, G. und Martin, H.:
Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau.
Beton und Stahlbeton 8/1968.
- [10] Rehm, G.:
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton.
Heft 136, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,
Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1961.
- [11] Rao, P.S.:
Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahl-
betonkonstruktionen im praktischen Bereich auftretenden Umlagerungen
der Schnittkäfte.
Heft 177, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [12] Meyer-Ottens, C.:
Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brand-
beanspruchung.
Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig, Heft 23, 1972.
Schriftenreihe des DAFStb., Heft 248, 1975.
- [13] Leonhard, F.:
Vorlesungen über Massivbau, Vierter Teil.
Springer-Verlag, 1976.

- [14] Bachmann, H.:
Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahl-
betonbalken.
Dissertation ETH Zürich, 1967.
- [15] Hoffend, F.:
Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten von Stahl-
beton-Plattenstreifen, bewehrt mit geschweißten Bewehrungsmatten.
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, 1979.

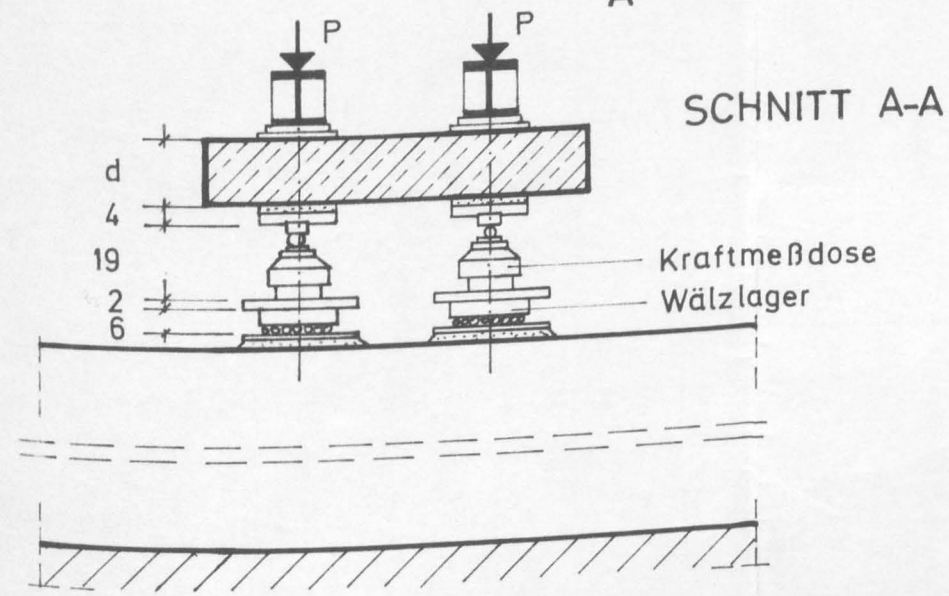




| | |
|--|-------------|
| Versuchsaufbau | Platten 4+5 |
| Brandbeanspruchung von Durchlaufplatten | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 0.2 |



Kraftmeßdose
Wälzlager

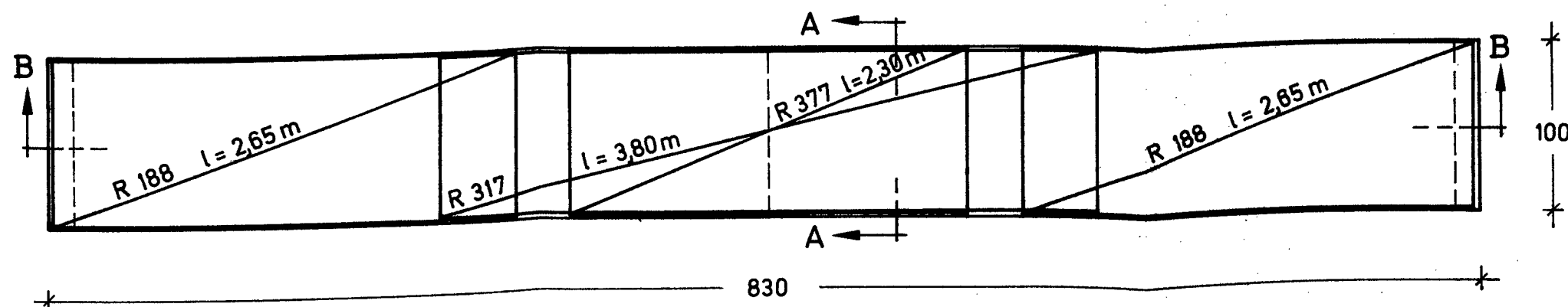


① - ⑩ Verformungsmeßstellen

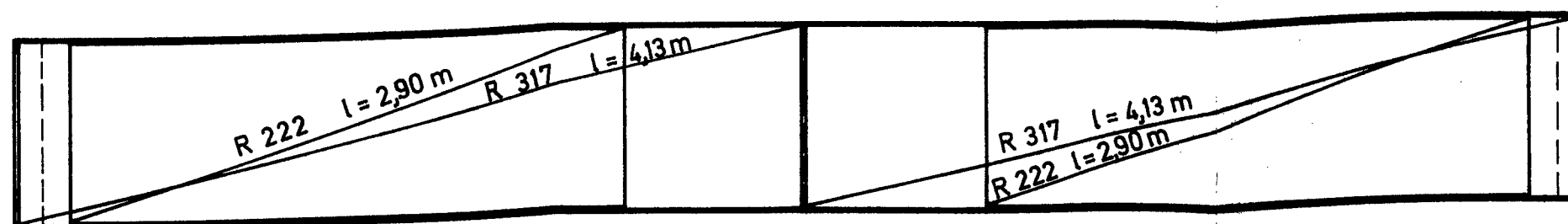
Maßstab 1:20

| | |
|--|--------------|
| Versuchsaufbau | Platten 6-10 |
| Brandbeanspruchung von Durchlaufplatten | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 0.3 |

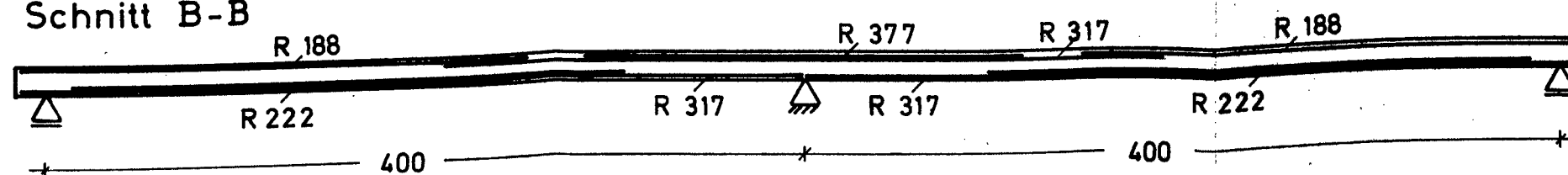
Obere Bewehrung



Untere Bewehrung

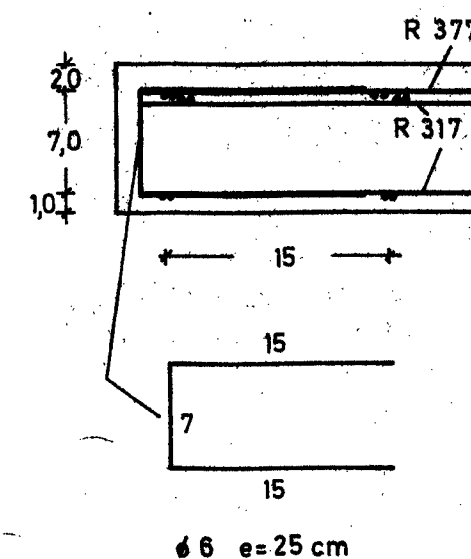


Schnitt B-B



Maßstab 1:33

Schnitt A-A



Maßstab 1:5

Schal- und Bewehrungsplan

Platte 1

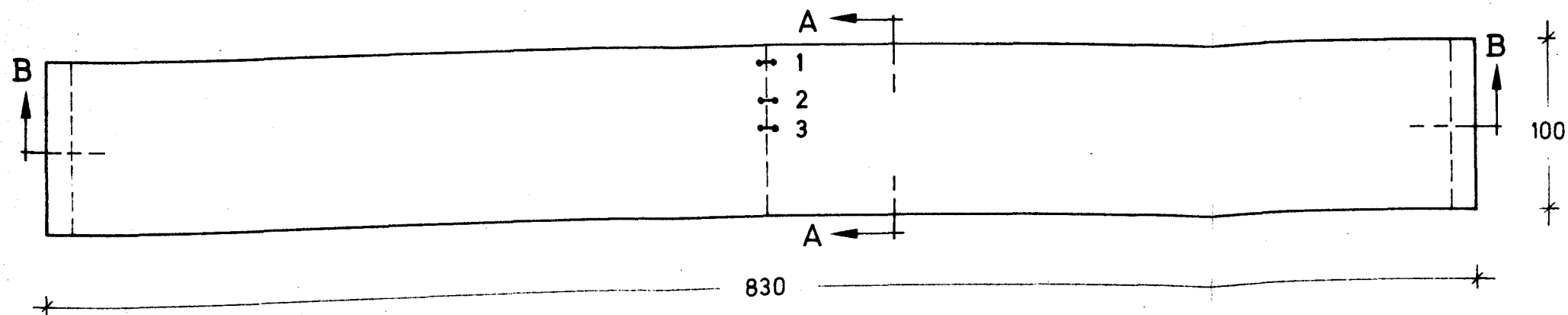
Durchlaufplatten unter Feuerangriff

Anlage

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

1.1

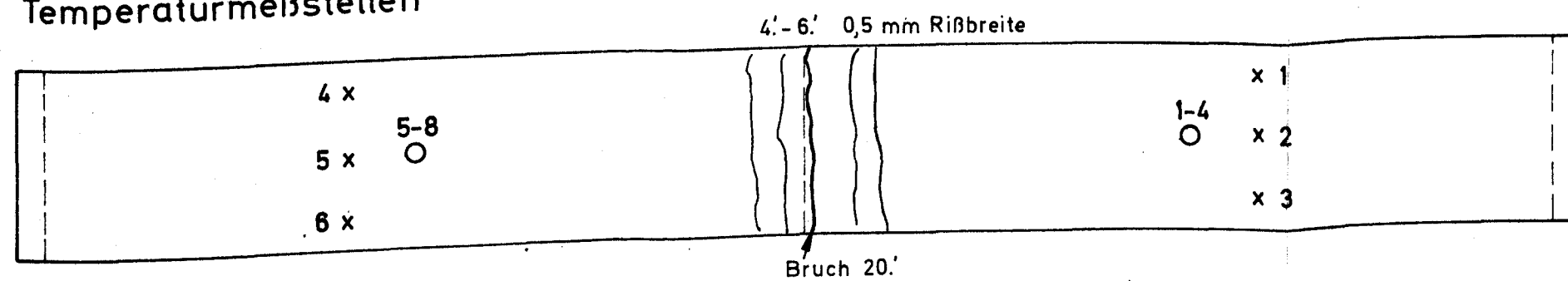
Dehnungsmeßstellen



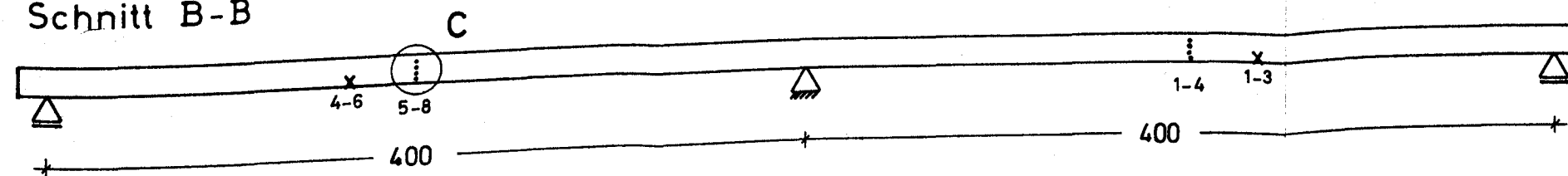
Schnitt A-A



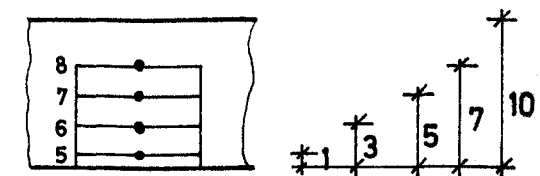
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B



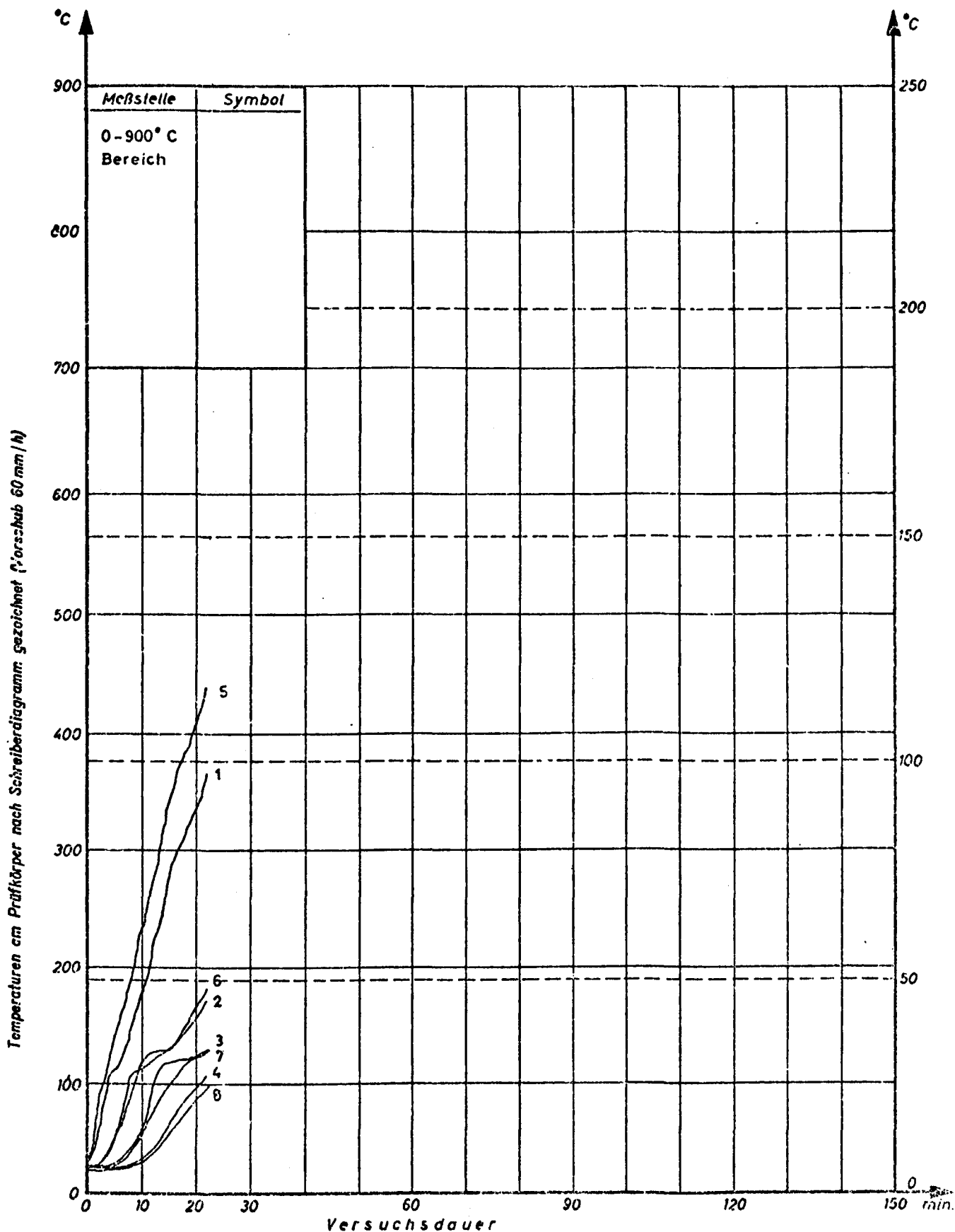
Detail C



O Temperaturmeßstellen im Betonquerschnitt
x Temperaturmeßstellen an der Bewehrung

Maßstab 1:33

| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 1 |
|--|----------|
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 1.2 |



Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 20°C

Temperaturen am Prüfkörper

Platte 1 Temperaturen im Betonquerschnitt

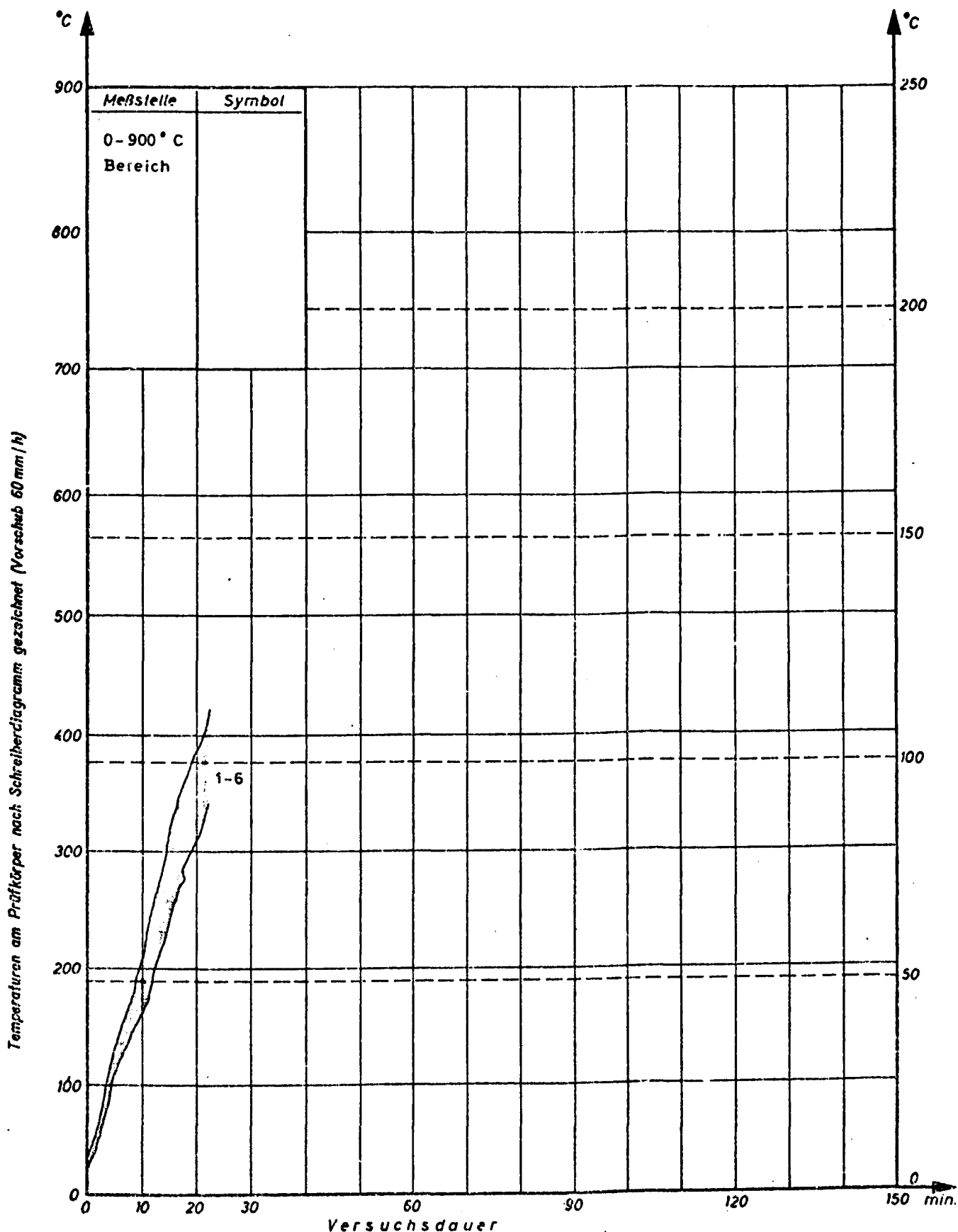
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Technische Universität Braunschweig

Öffentliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

1.3.1



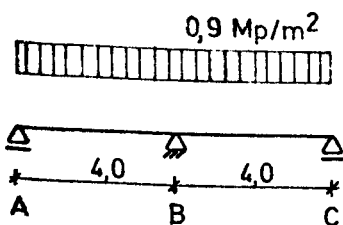
Temperaturen am Prüfkörper Platte 1 Feldbewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

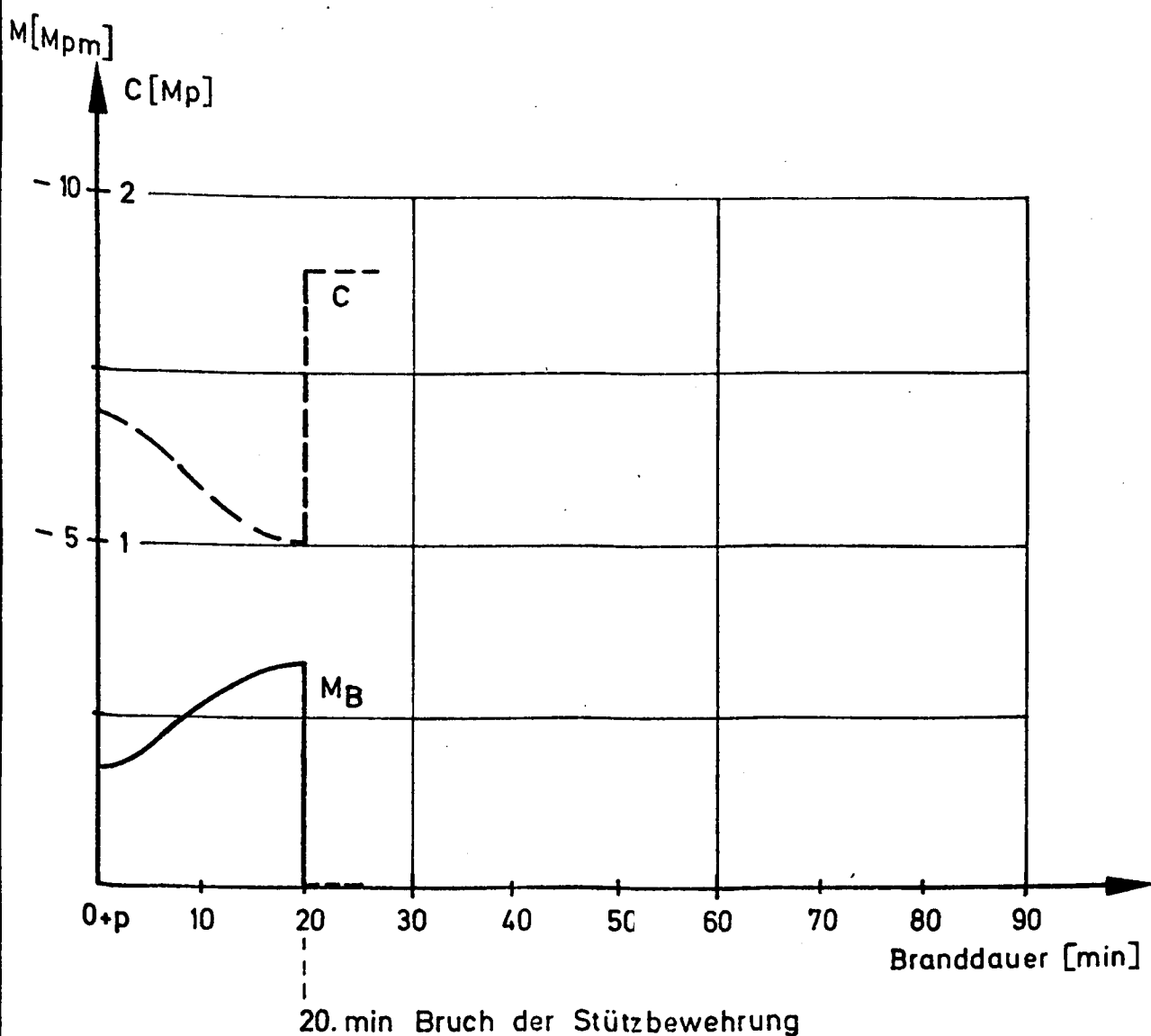
Analytische Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

1.3.2



System



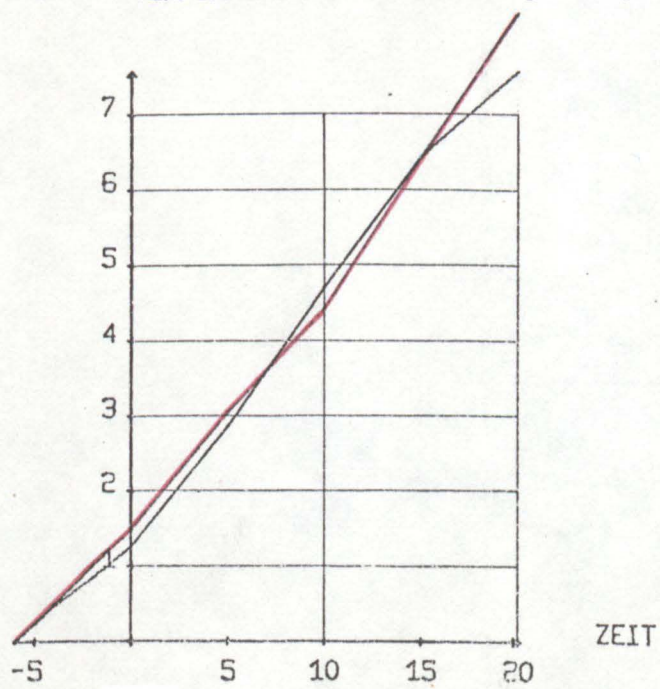
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 1

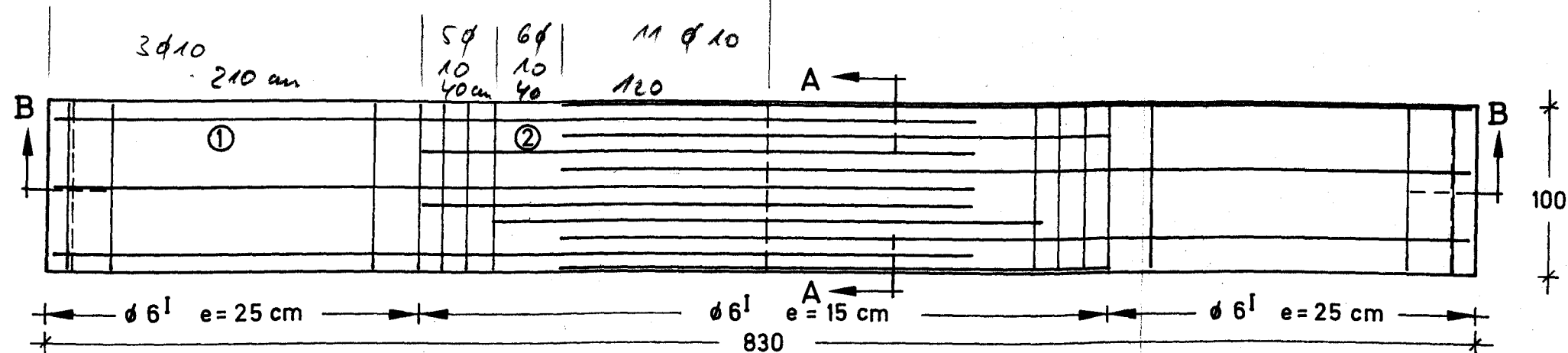
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 1.5

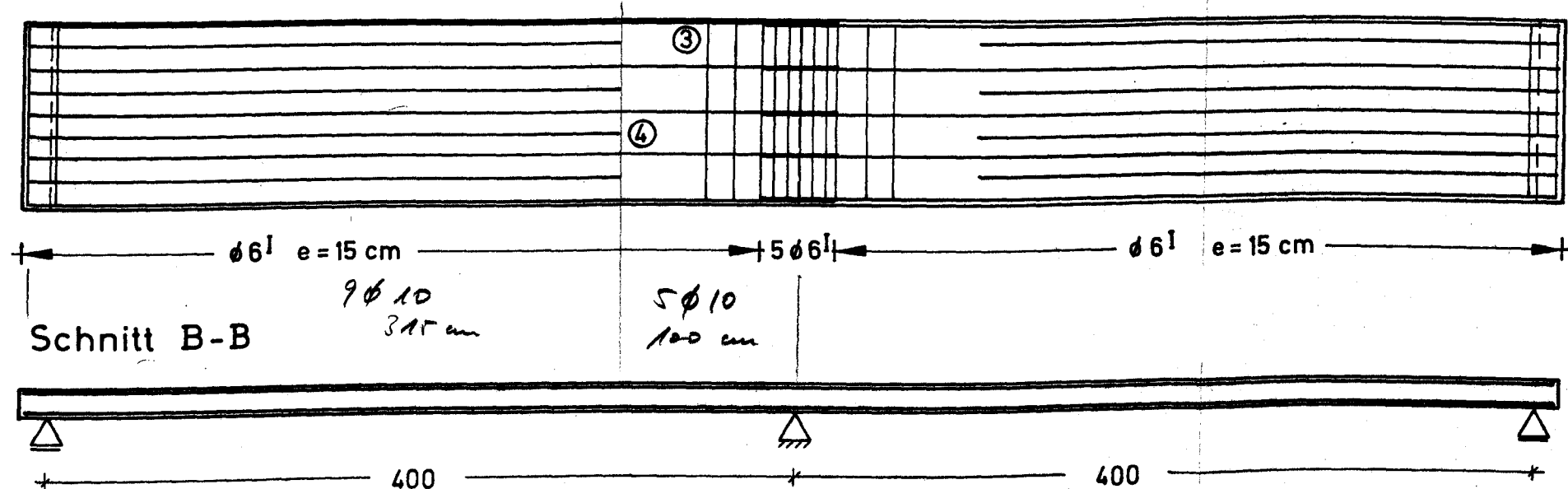
VERFORMUNG PLATTE 1 (Anlage 1.6)



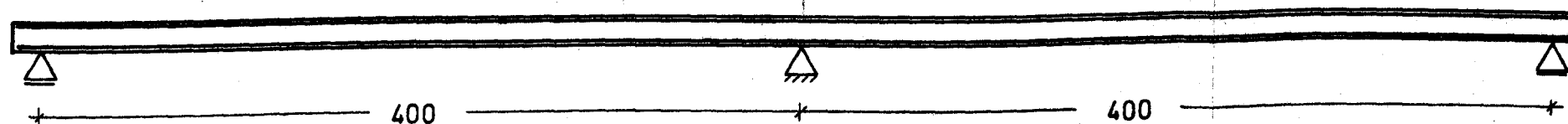
Obere Bewehrung



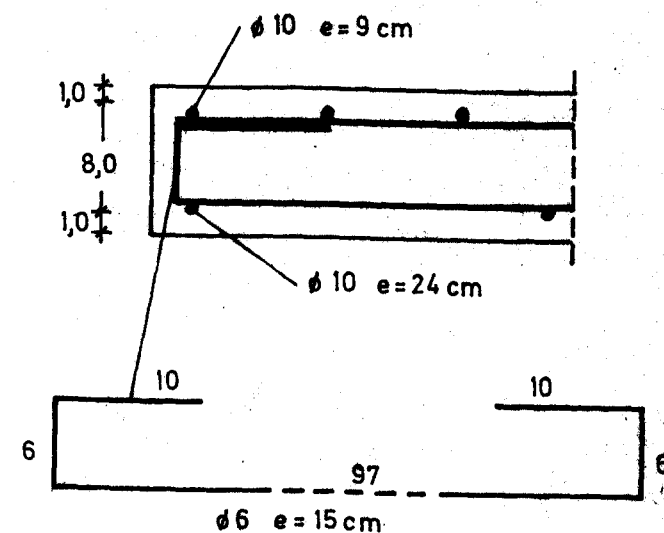
Untere Bewehrung



Schnitt B-B



Schnitt A-A



Maßstab 1:5

Maßstab 1:33

- Pos. ① 6 ϕ 10 III l = 5,33 m
- Pos. ② 5 ϕ 10 III l = 3,20 m
- Pos. ③ 10 ϕ 10 III l = 4,35 m
- Pos. ④ 8 ϕ 10 III l = 3,15 m

Schal- und Bewehrungsplan

Platte 2

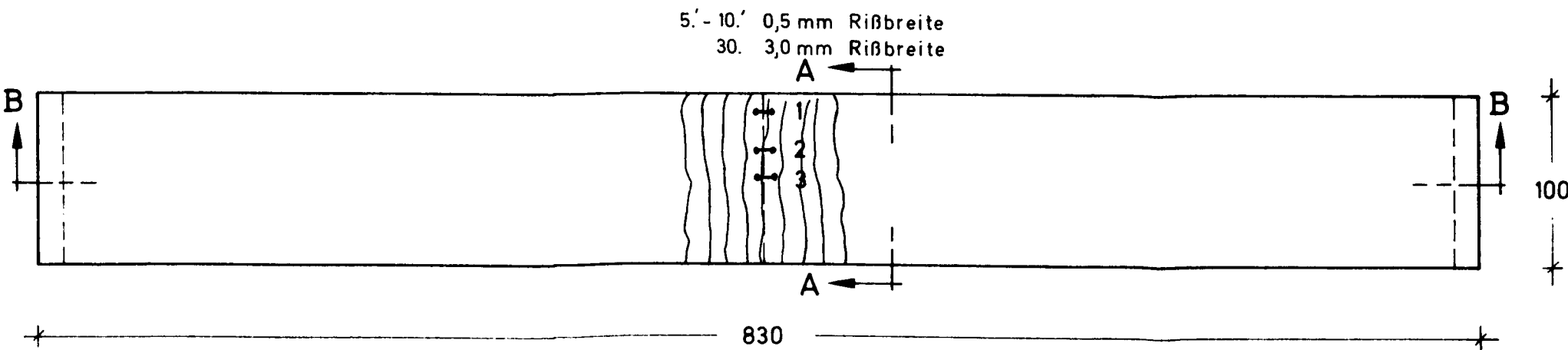
Durchlaufplatten unter Feuerangriff

Anlage

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

2,1

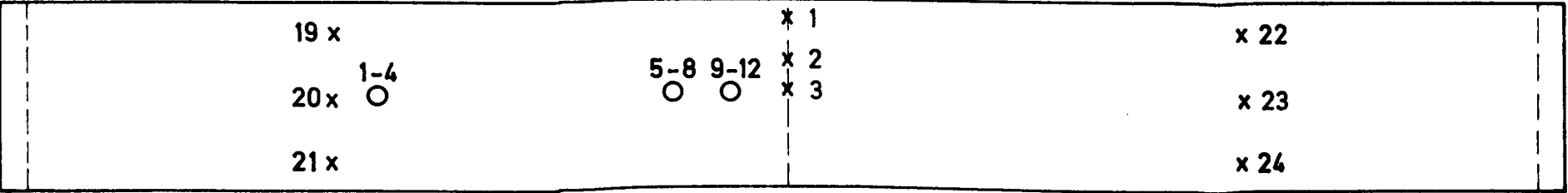
Dehnungsmeßstellen



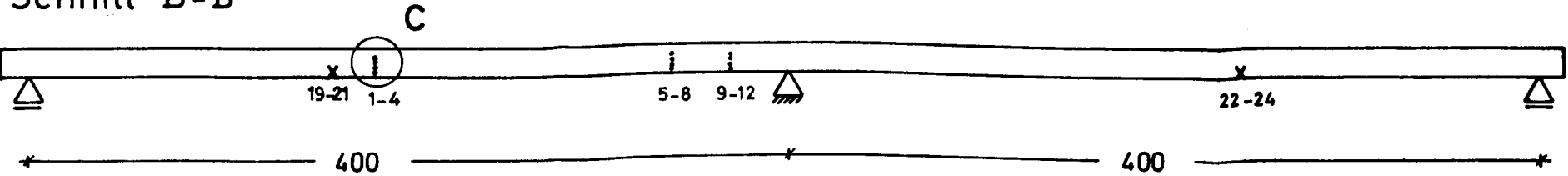
Schnitt A-A



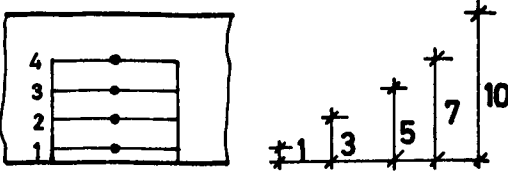
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B



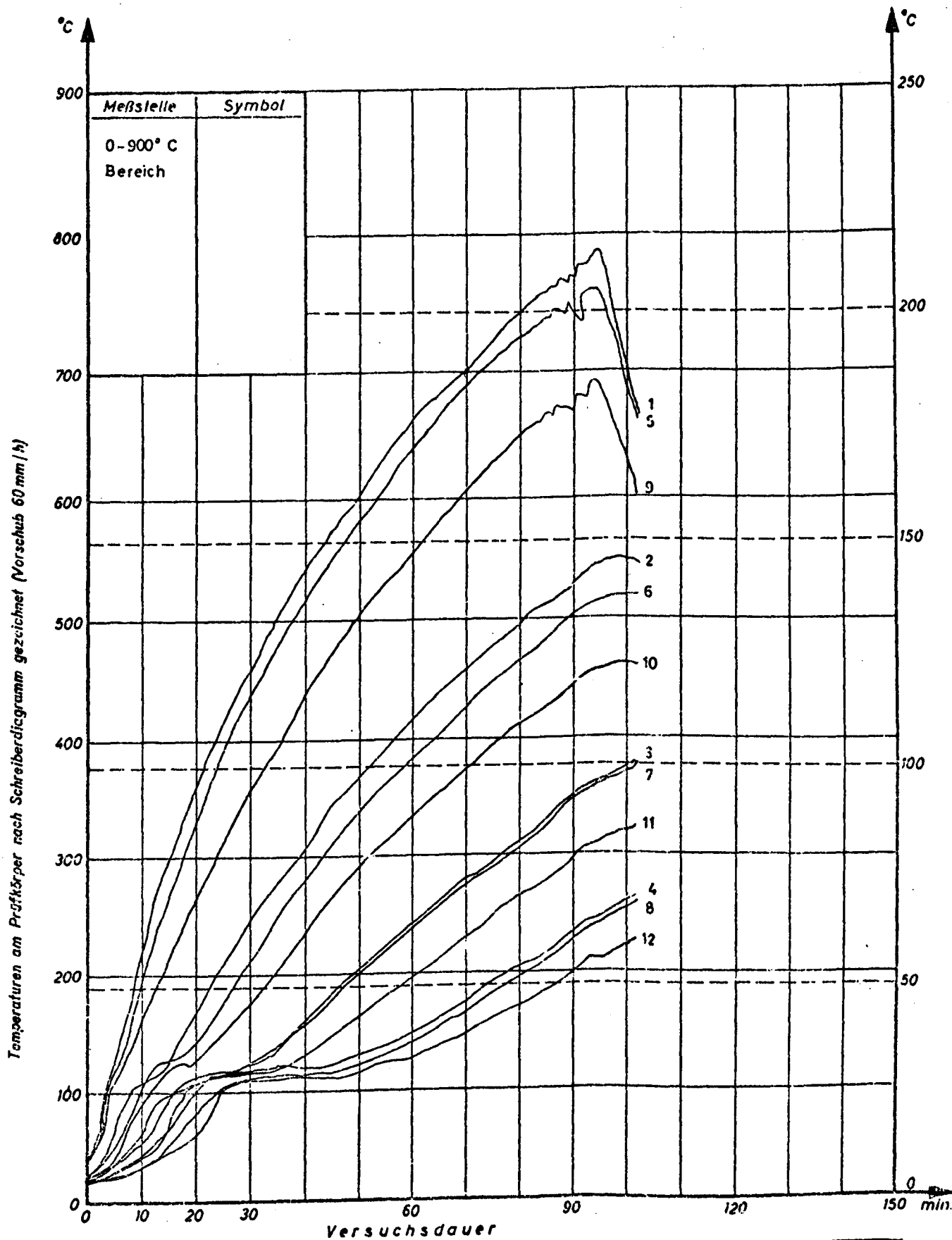
Detail C



O Temperaturmeßstellen im Betonquerschnitt
x Temperaturmeßstellen an der Bewehrung

Maßstab 1:33

| | |
|--|------------|
| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 2+3 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 2.2 |



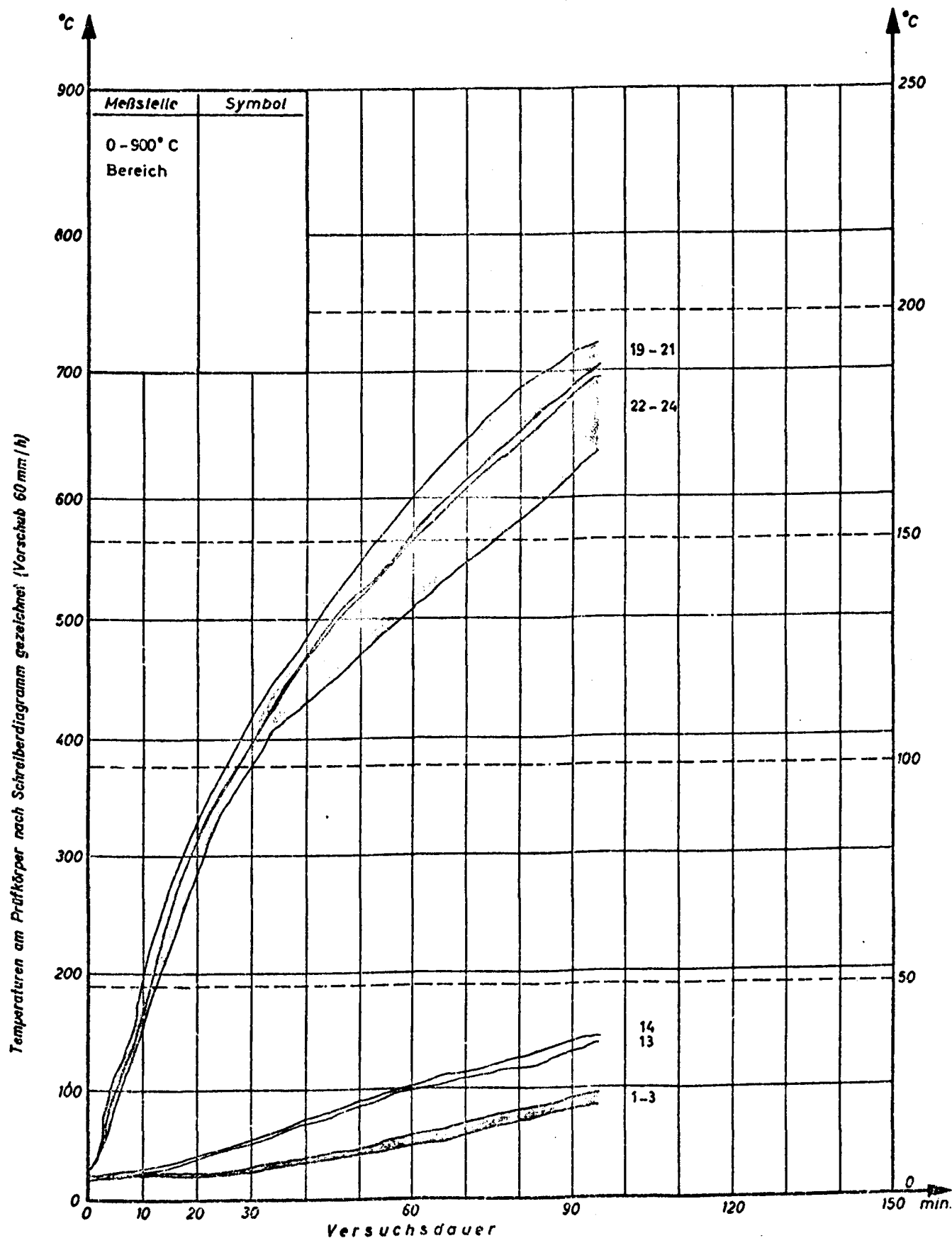
Temperaturen am Prüfkörper Platte 2 Temperaturen im Betonguerschnitt

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Amliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

2.3.1



Temperaturen am Prüfkörper

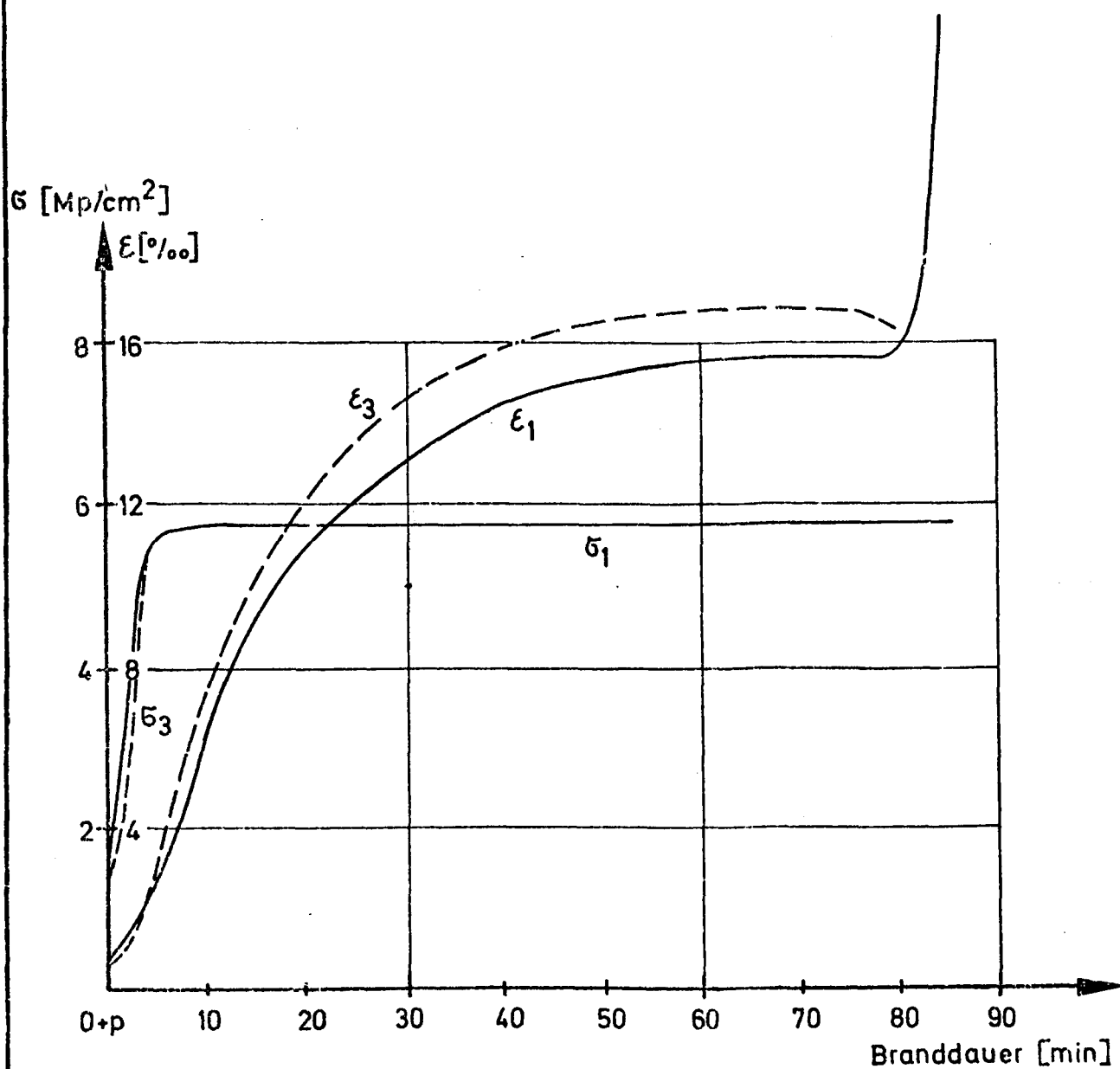
Platte 2 Temperaturen an der Bewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Amliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

2.3.2

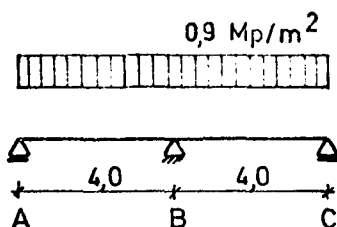


Stahldehnungen und -spannungen

Platte 2

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 2.4

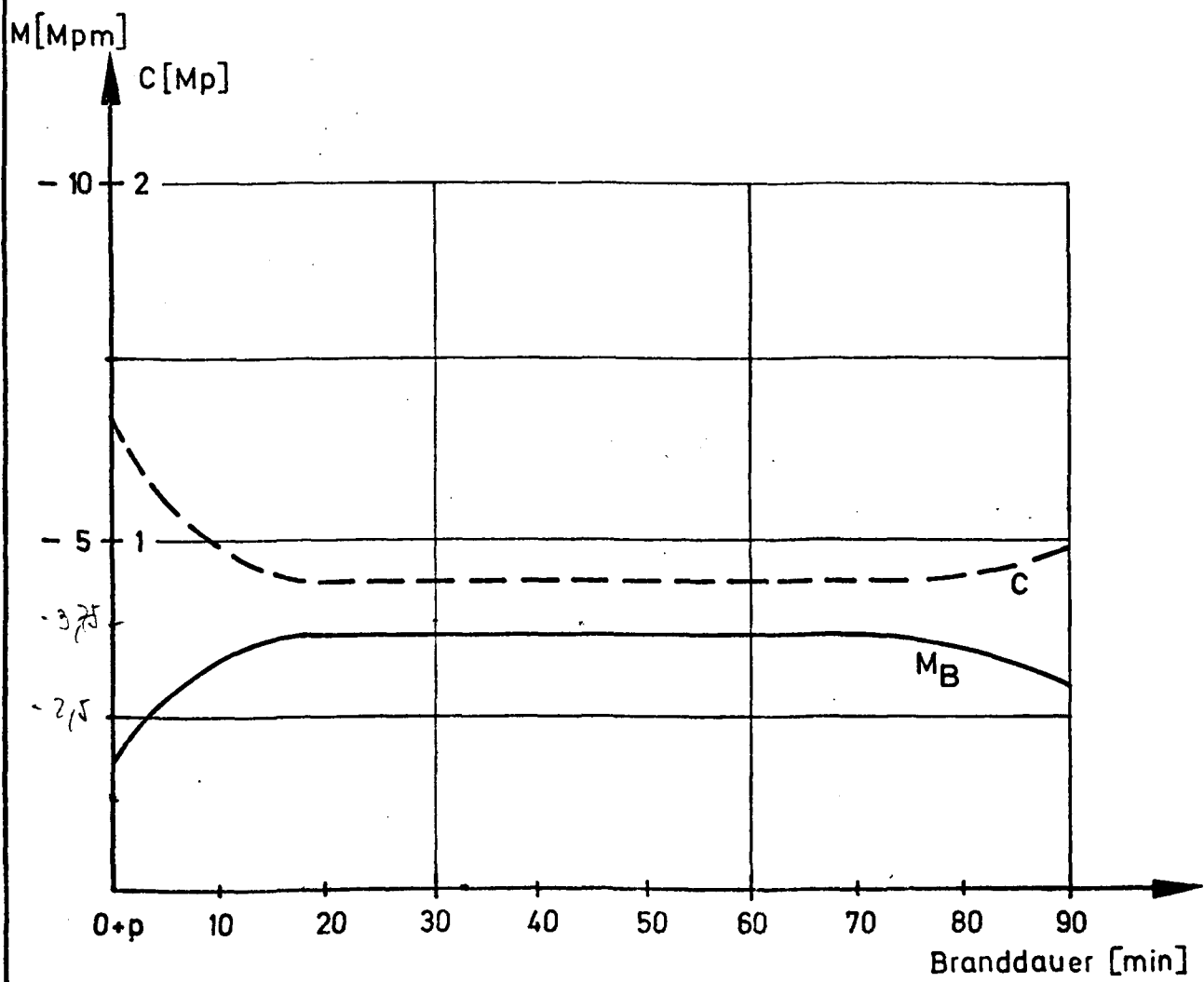


System

$$\frac{0.9 \cdot 16}{8} = 1.8$$

$$3.6$$

$$1.8$$



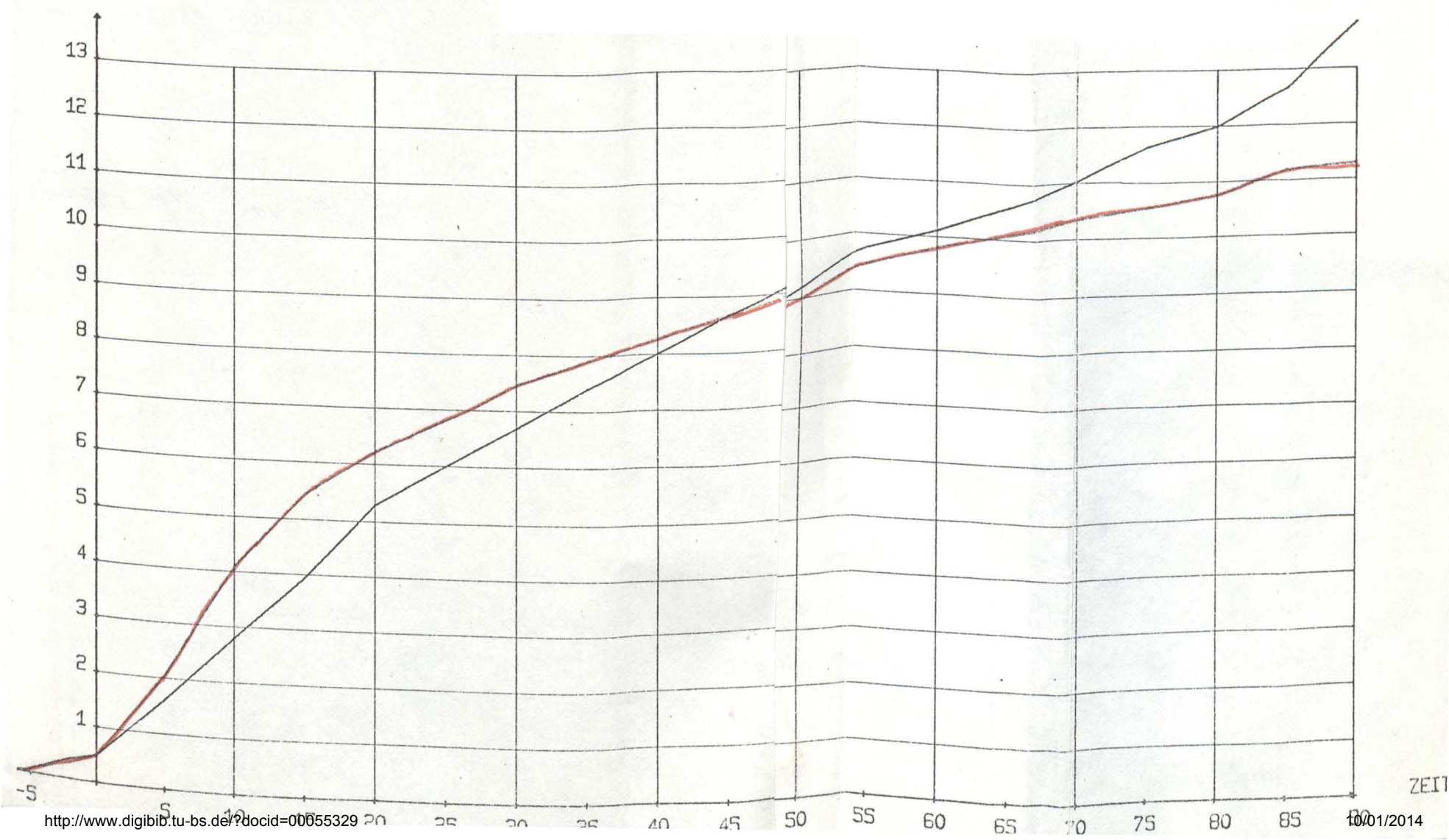
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 2

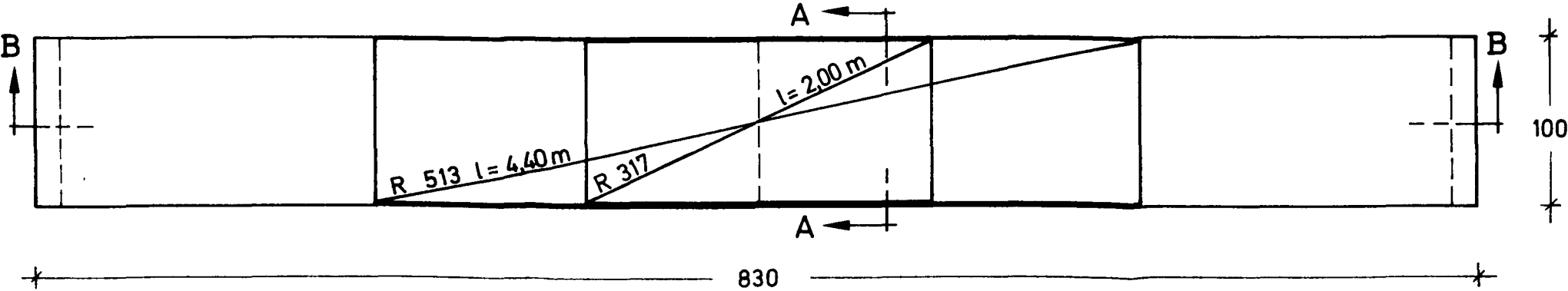
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 2.5

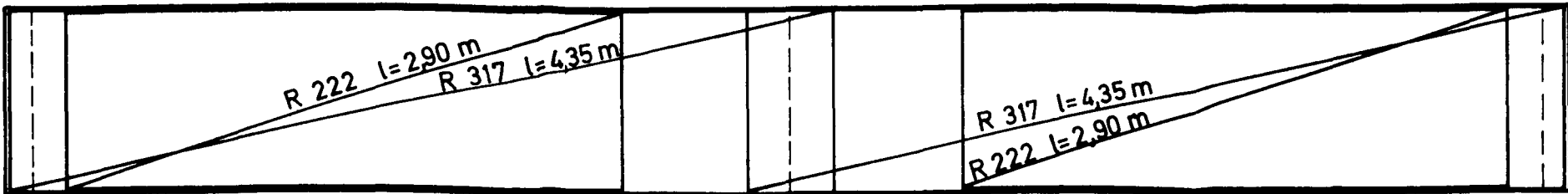
VERFORMUNG PLATTE 2 (Anlage 2.6)



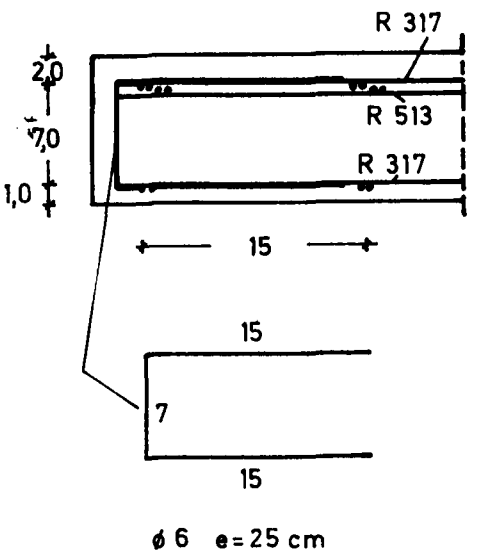
Obere Bewehrung



Untere Bewehrung

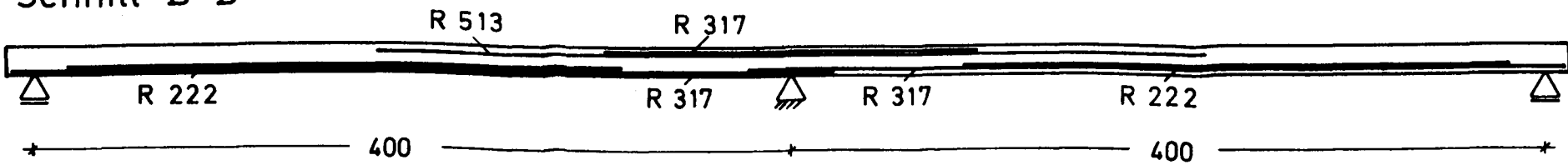


Schnitt A-A



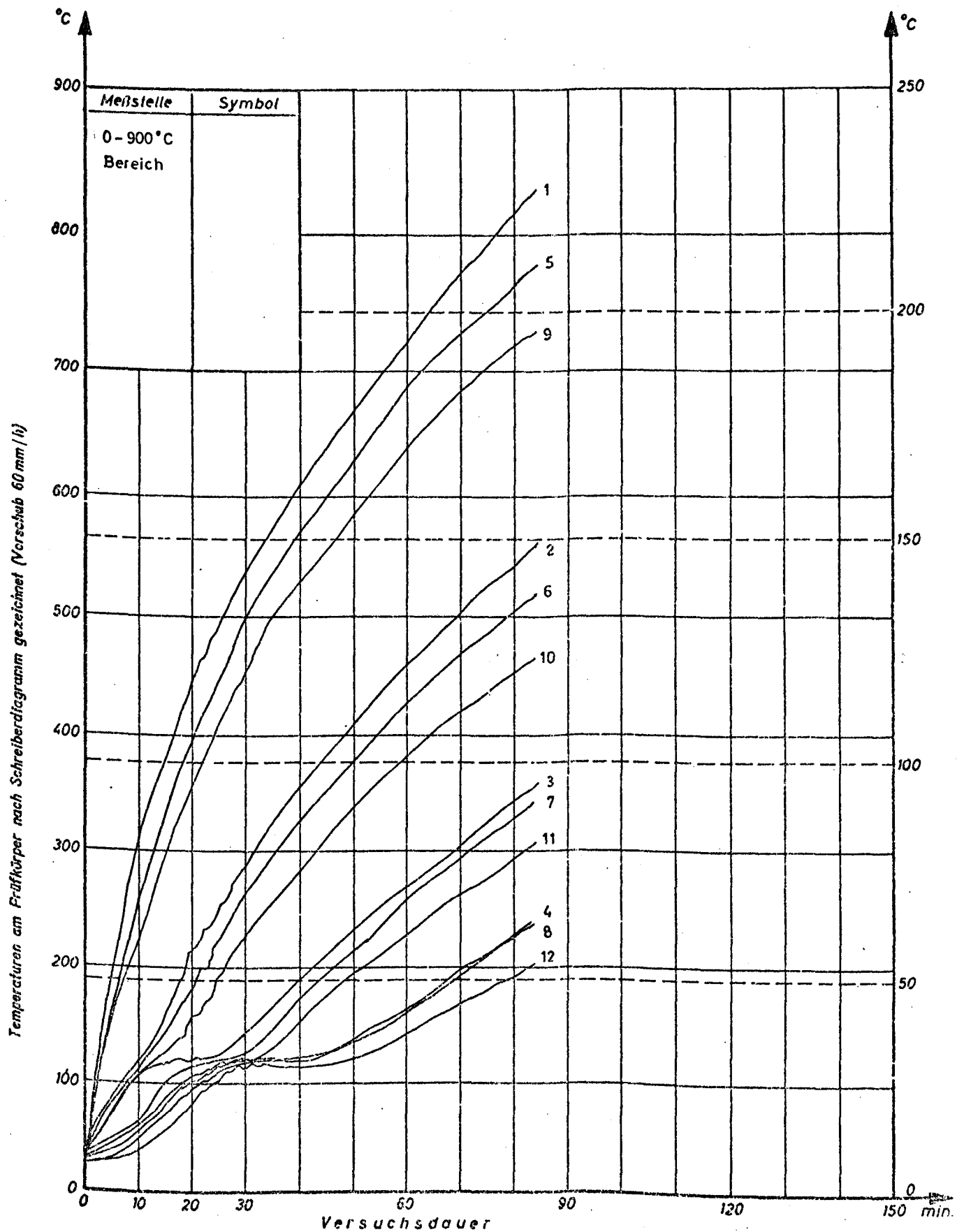
Maßstab 1:5

Schnitt B-B



Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Schal- und Bewehrungsplan | Platte 3 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 3.1 |



Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 25 °C

Temperaturen am Prüfkörper

Platte 3 Temperaturen im Betonquerschnitt

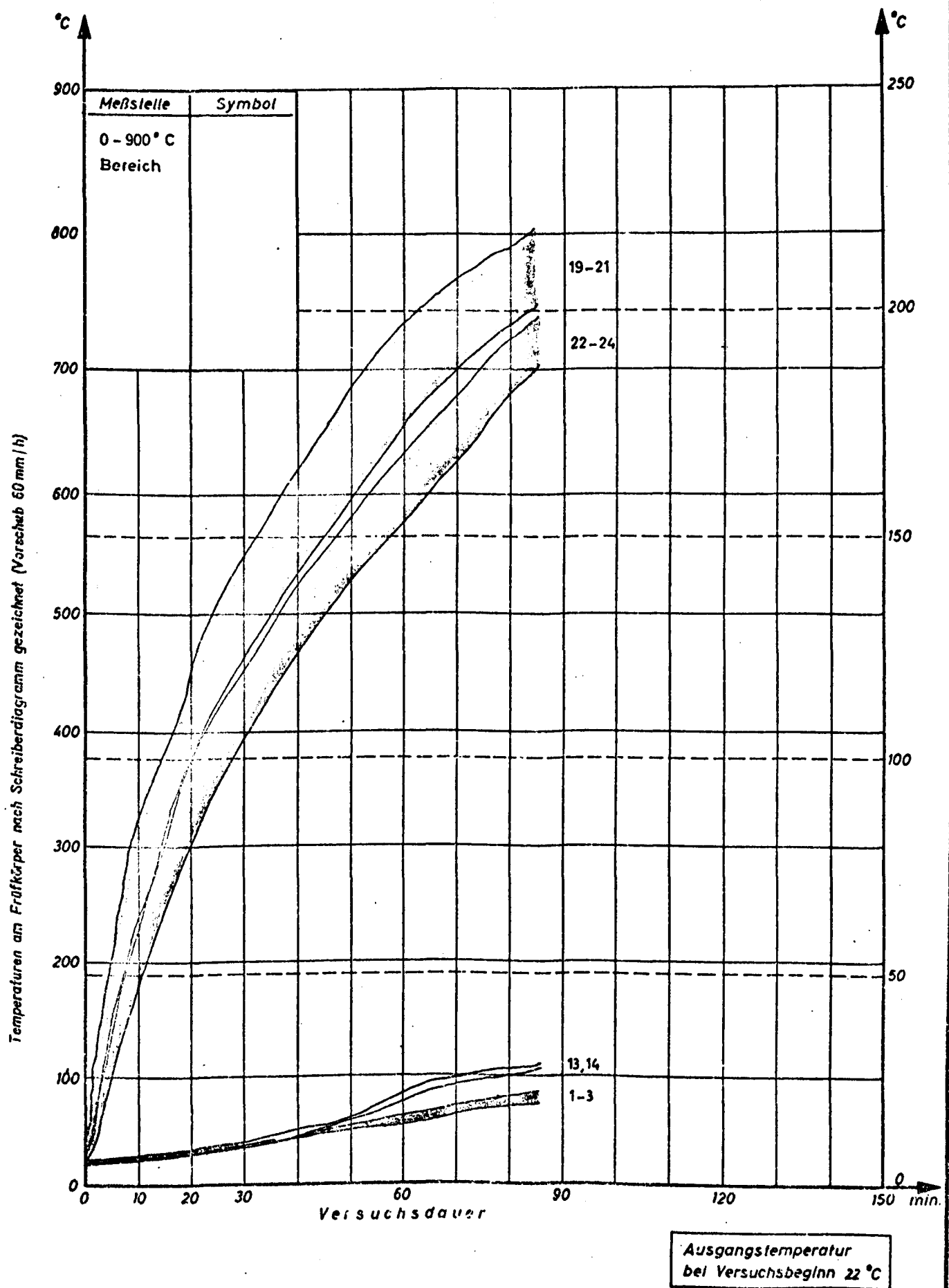
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Technische Universität Braunschweig

Ämtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

3.3.1



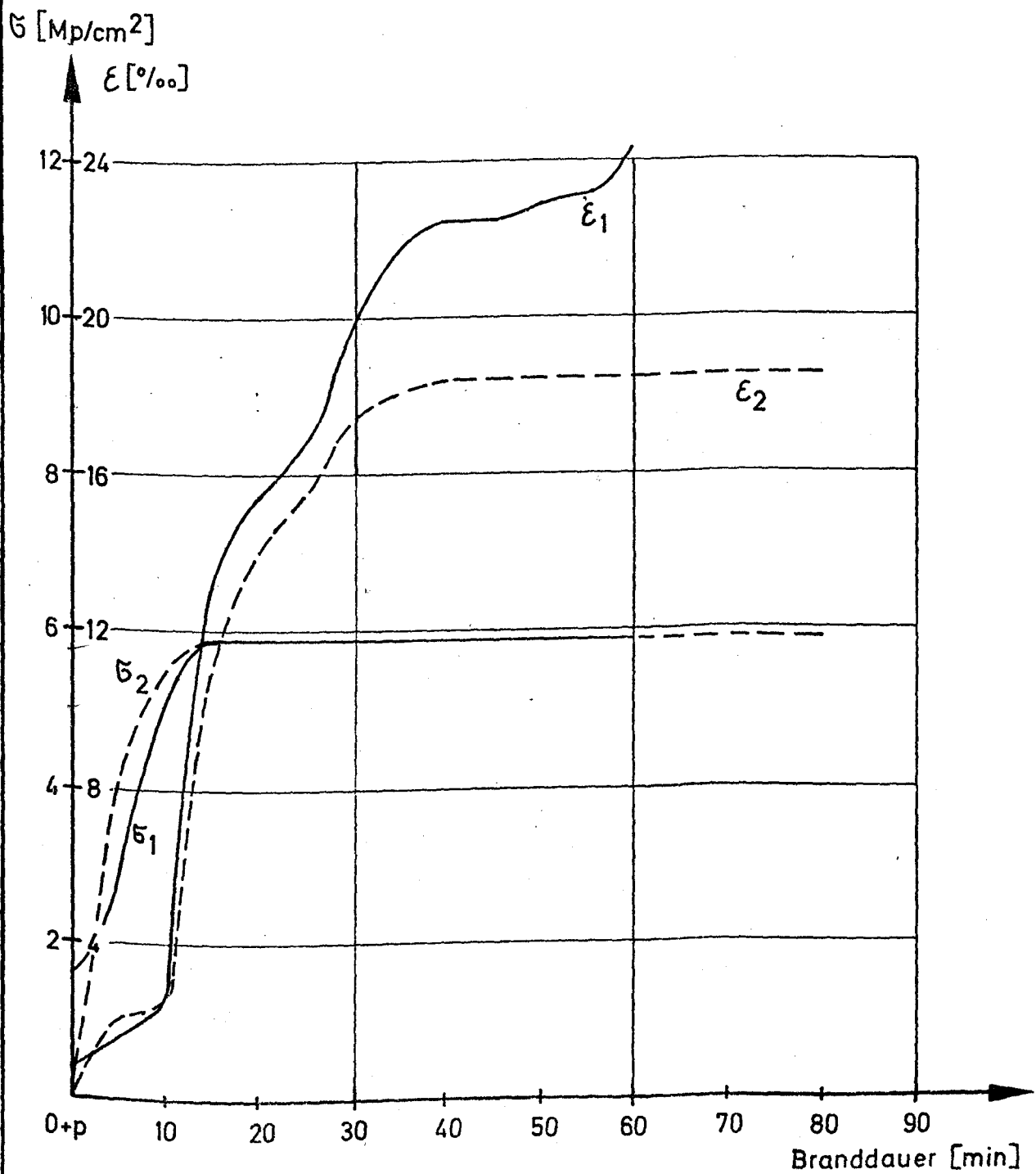
Temperaturen am Prüfkörper Platte 3 Temperaturen an der Bewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Ämliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

3.3.2

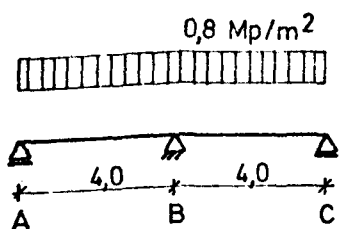


Stahldehnungen und -spannungen

Platte 3

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 3.4

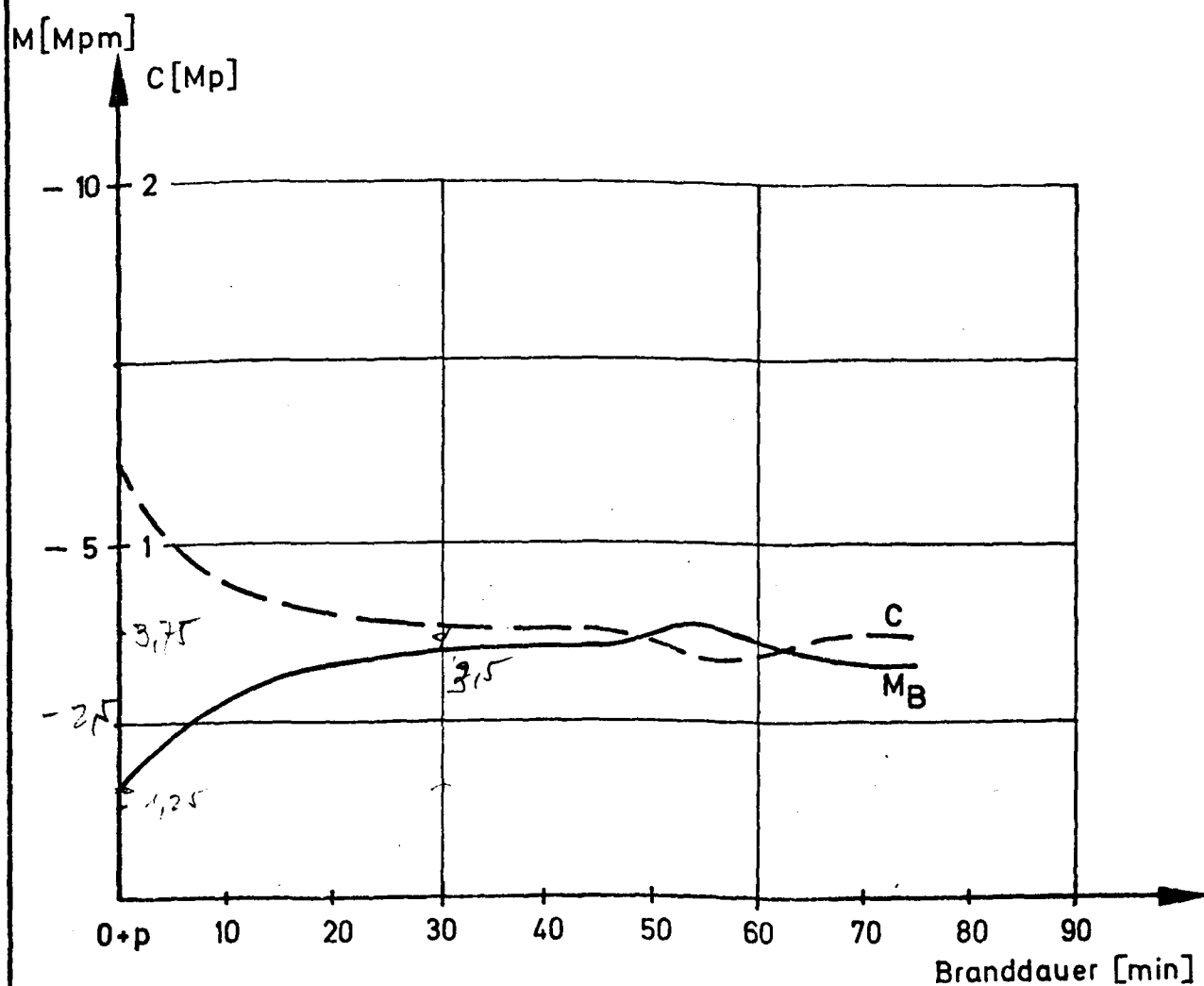


$$\frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,8 \cdot 16}{8}$$

$$= 1,6 \text{ M/m}$$

$$3,5$$

$$- 1,9$$



Veränderung der Schnittkräfte

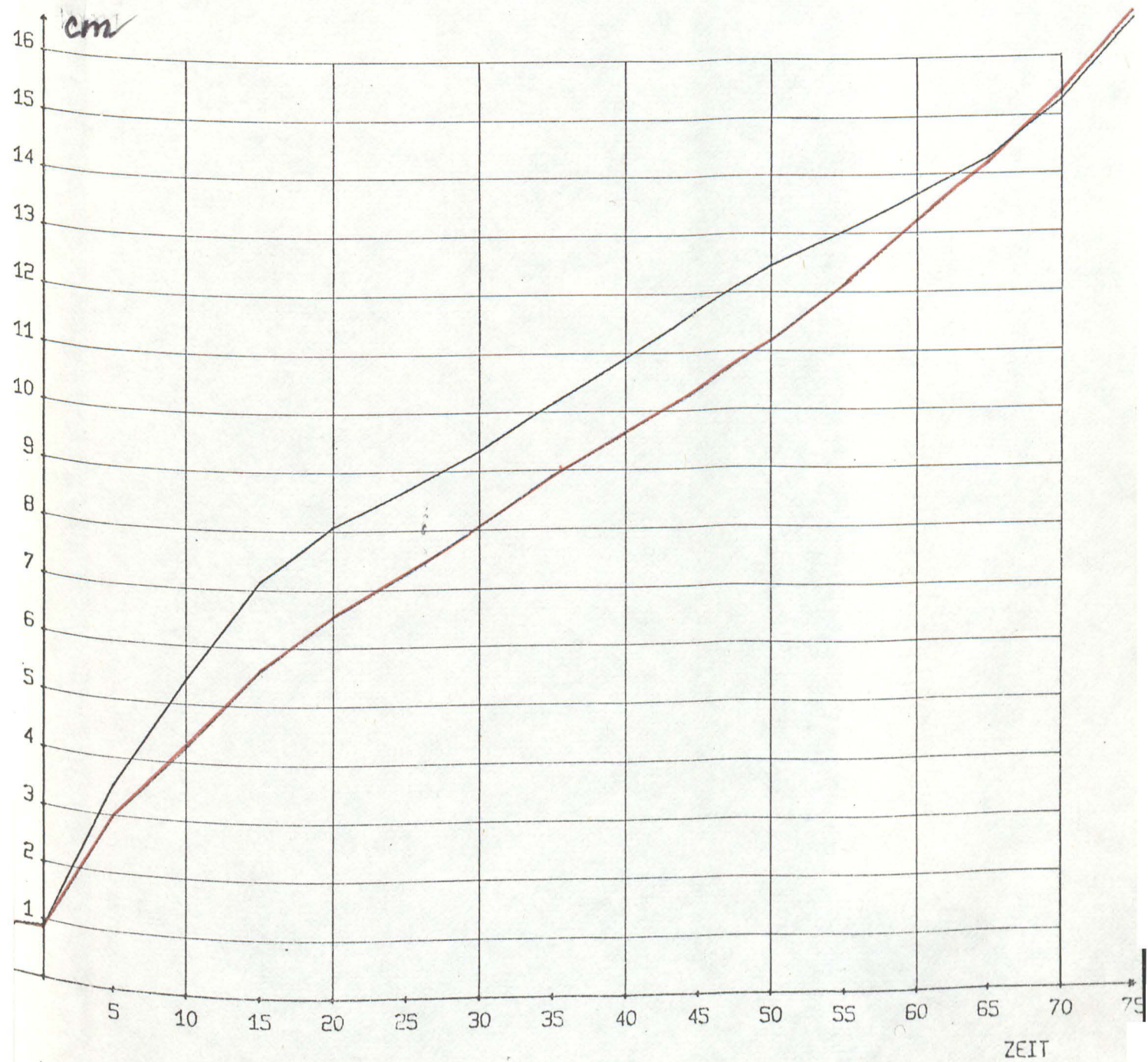
Platte 3

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

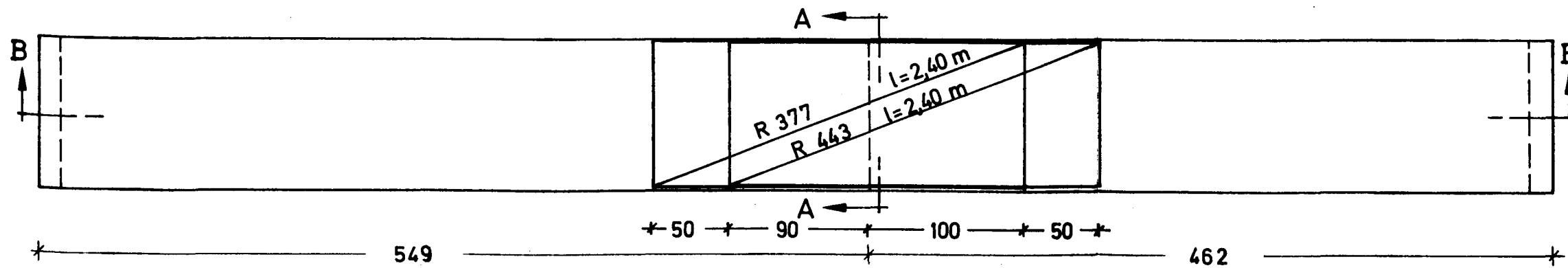
Anlage 3.5

VERFORMUNG PLATTE 3 (Anlage 3.6)

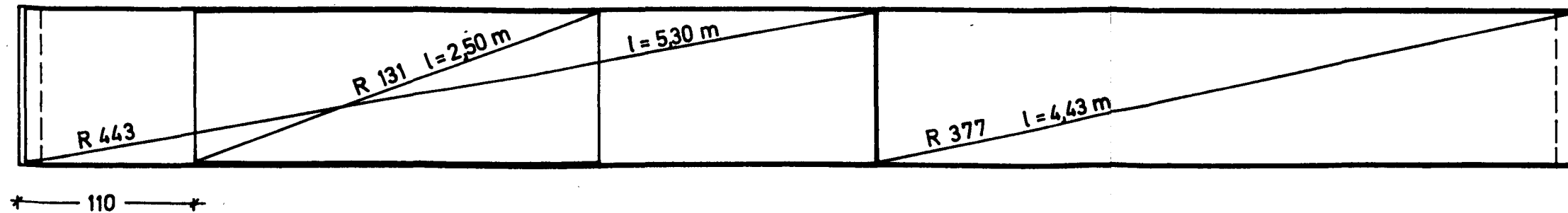
$h = 100 \text{ mm}$



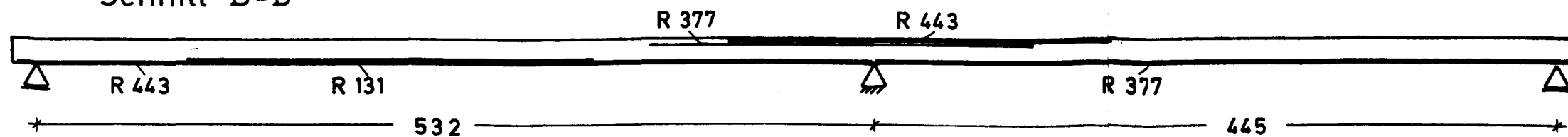
Obere Bewehrung



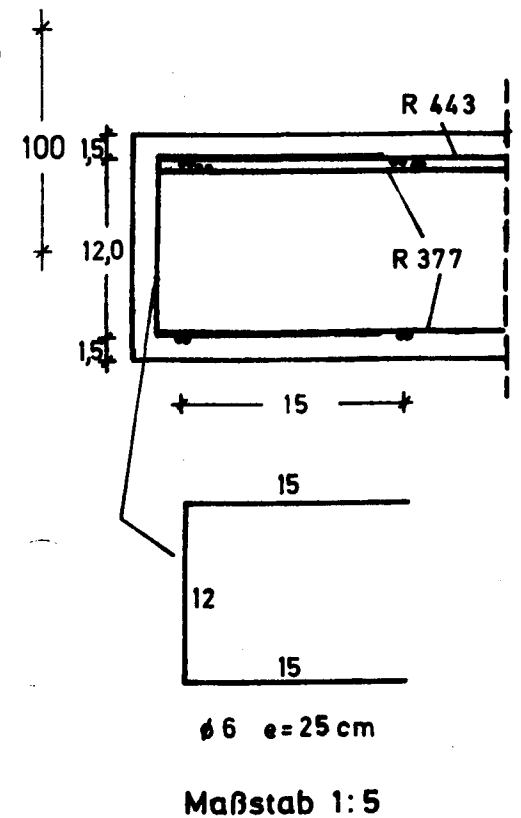
Untere Bewehrung



Schnitt B-B



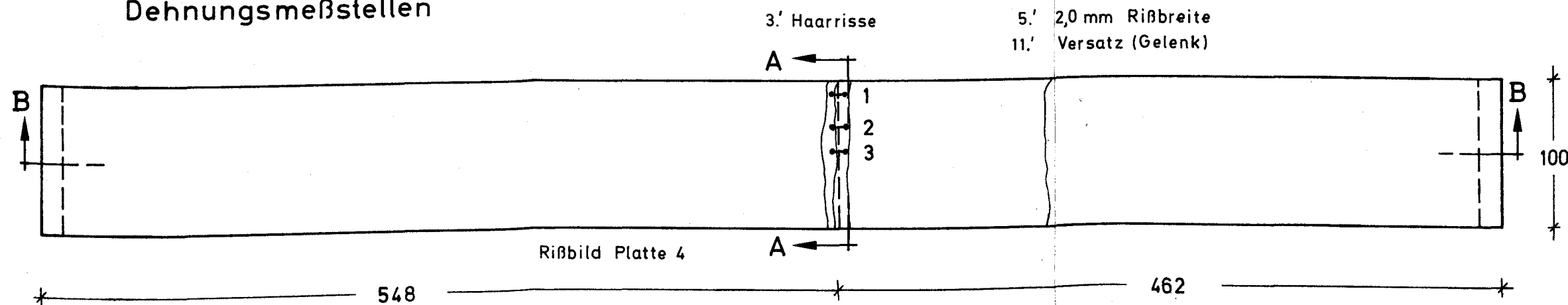
Schnitt A-A



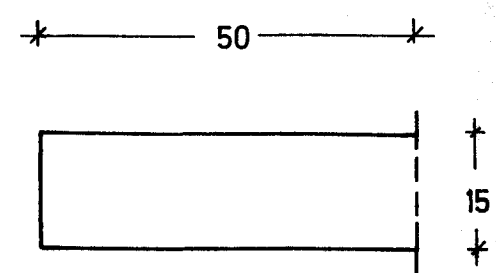
Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Schal- und Bewehrungsplan | Platte 4 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 4.1 |

Dehnungsmeßstellen

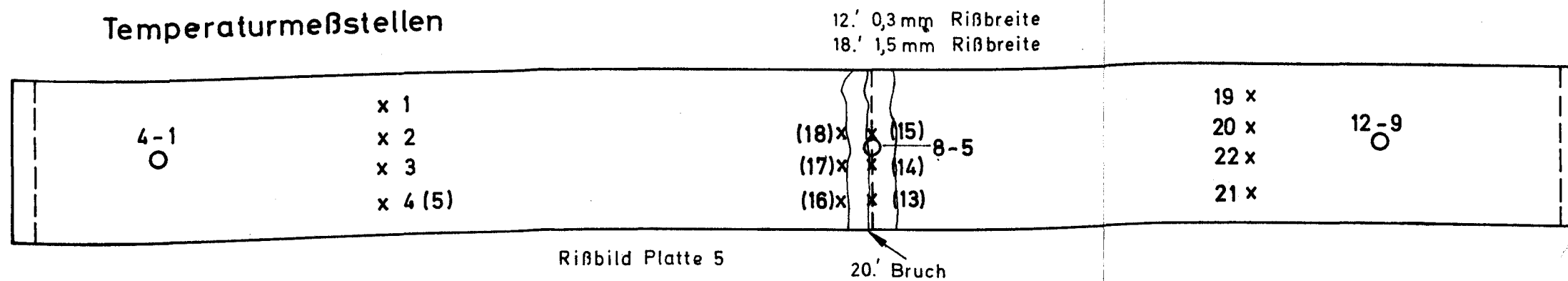


Schnitt A-A

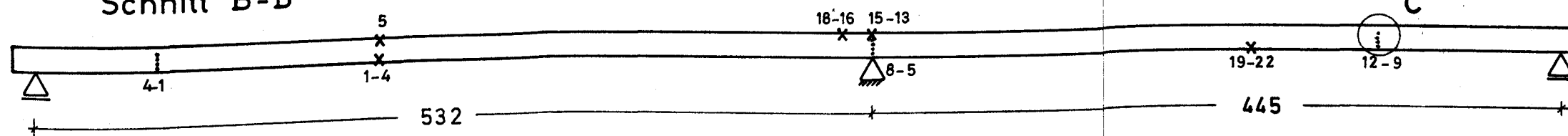


Maßstab 1:10

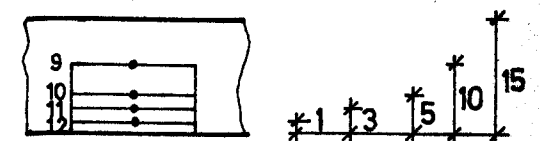
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B



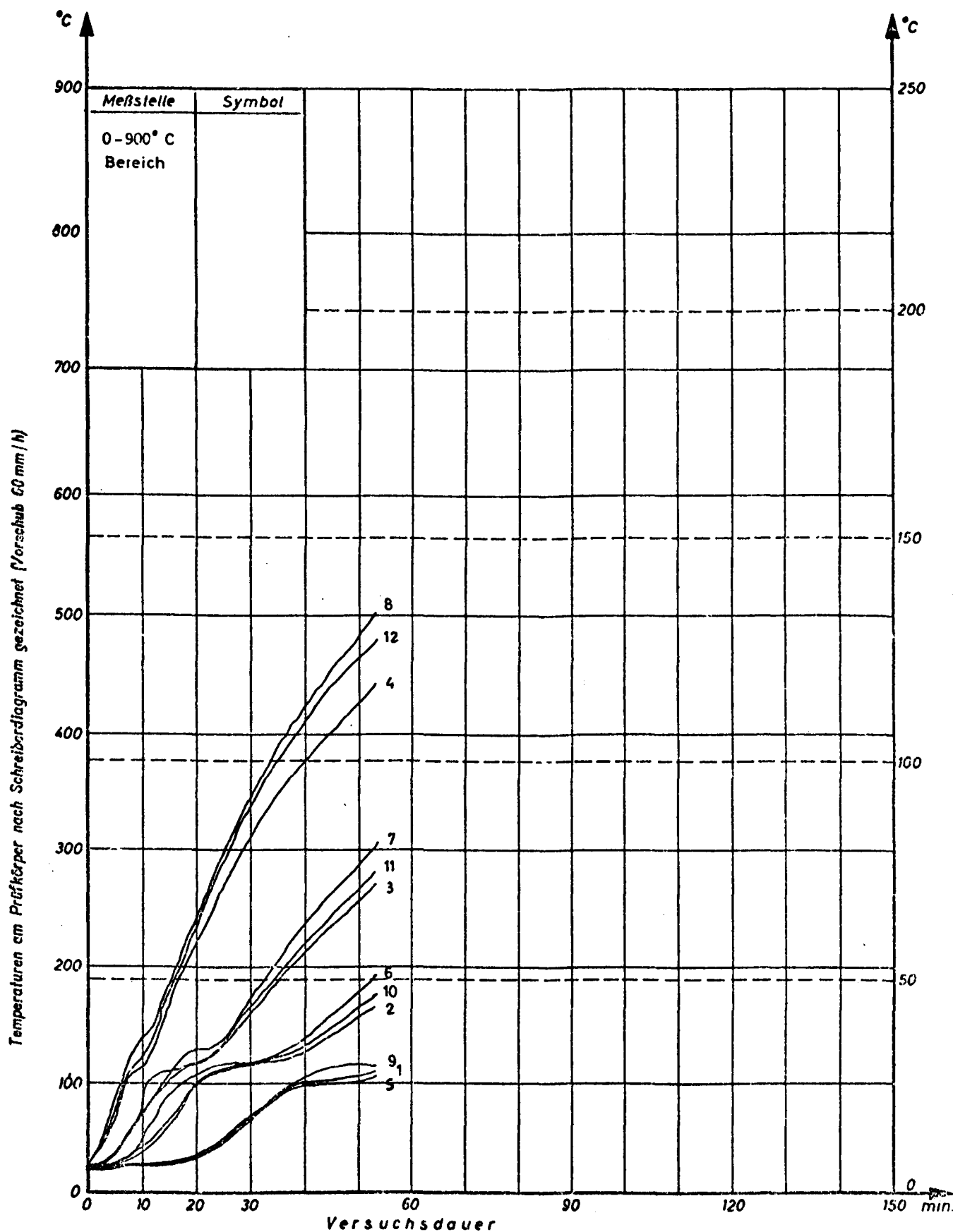
Detail C



Maßstab 1:33

- Temperaturmeßstellen im Betonquerschnitt
- x Temperaturmeßstellen an der Bewehrung

| | |
|--|------------|
| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 4+5 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 4.2 |



Temperaturen am Prüfkörper

Platte 4 Temperaturen im Betonquerschnitt

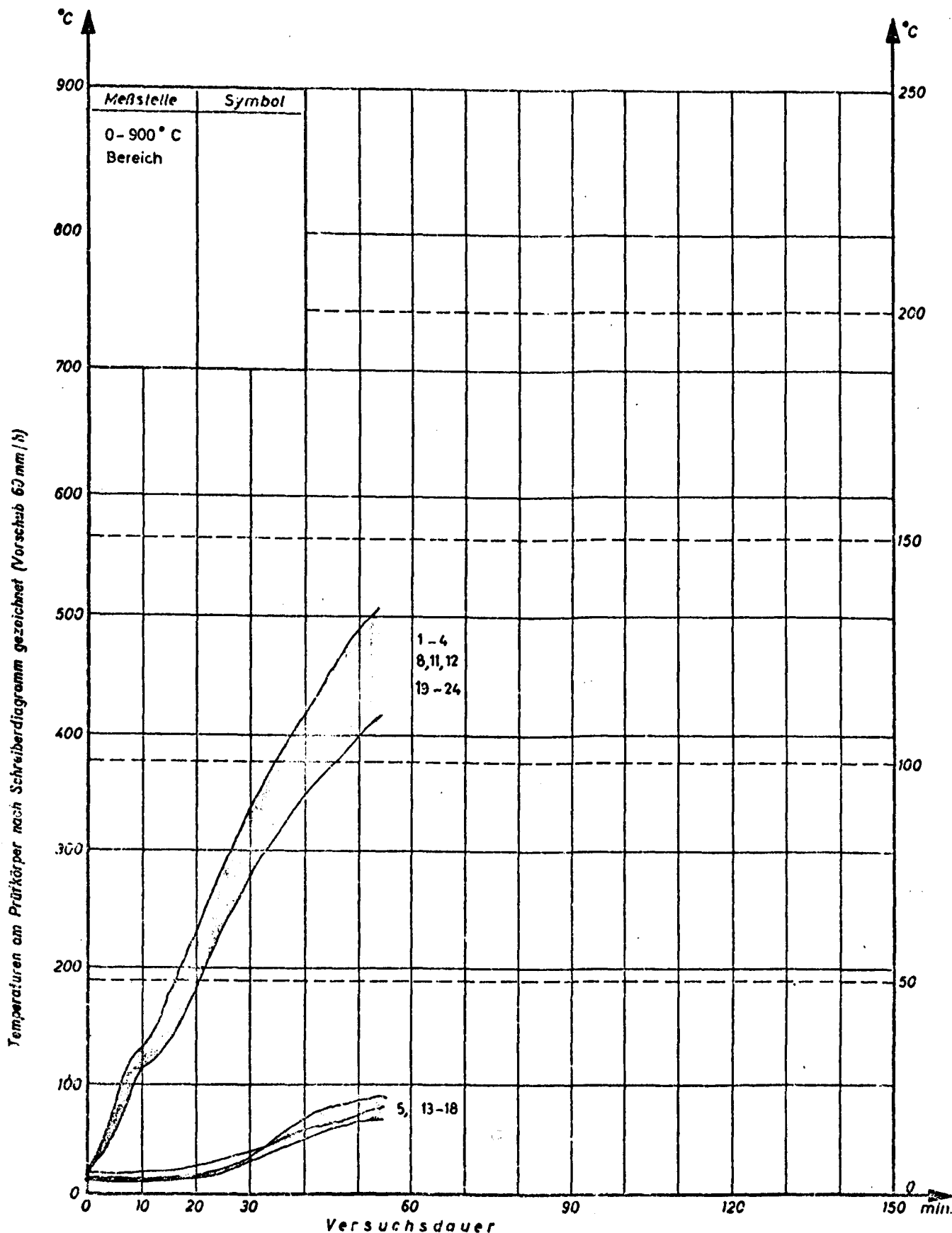
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Technische Universität Braunschweig

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

4.3.1



Temperaturen am Prüfkörper

Platte 4 Temperaturen an der Bewehrung

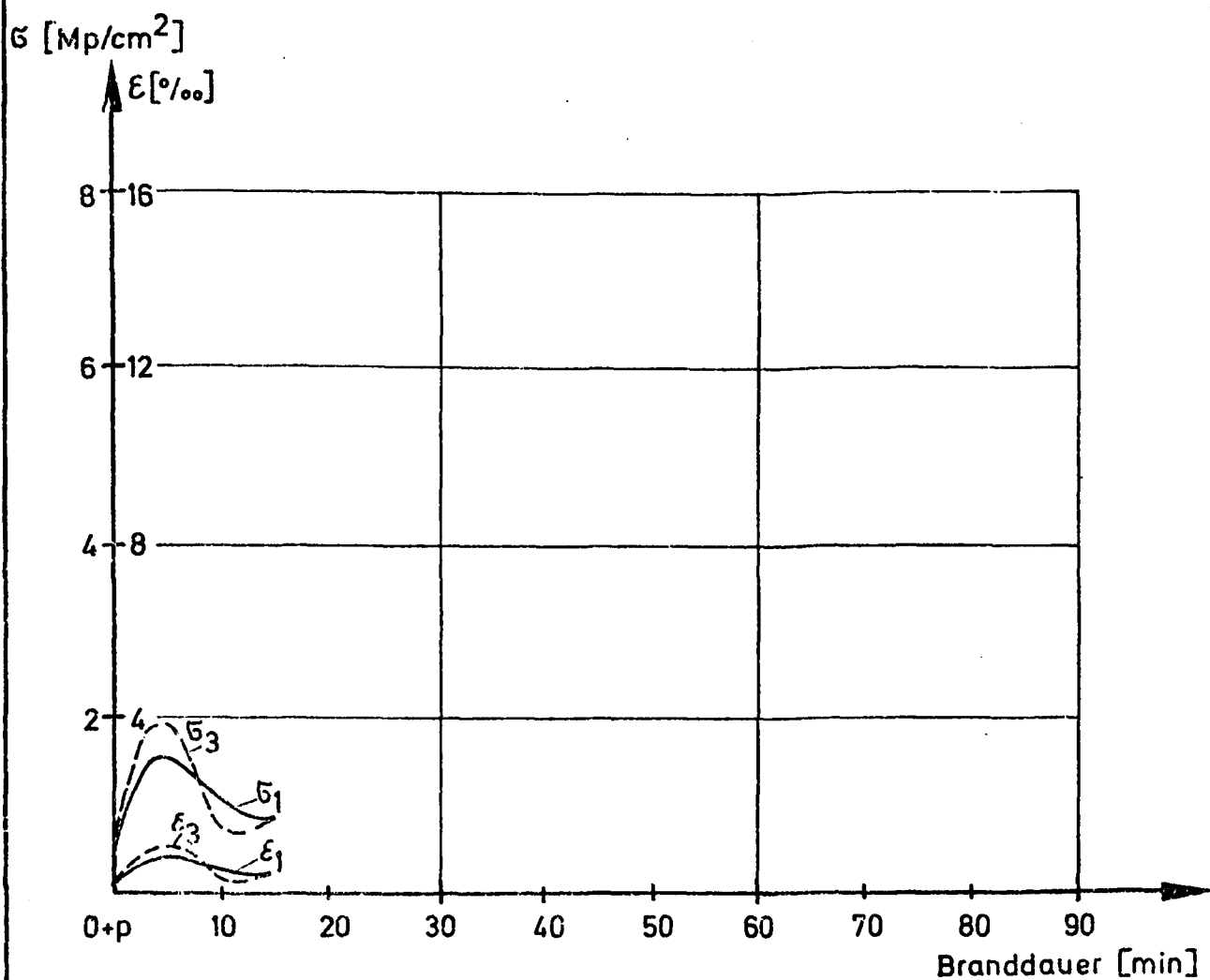
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Technische Universität Braunschweig

Ämliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

4.3.2

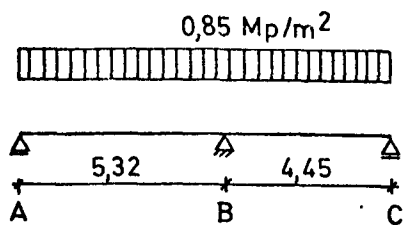


Stahldehnungen und -spannungen

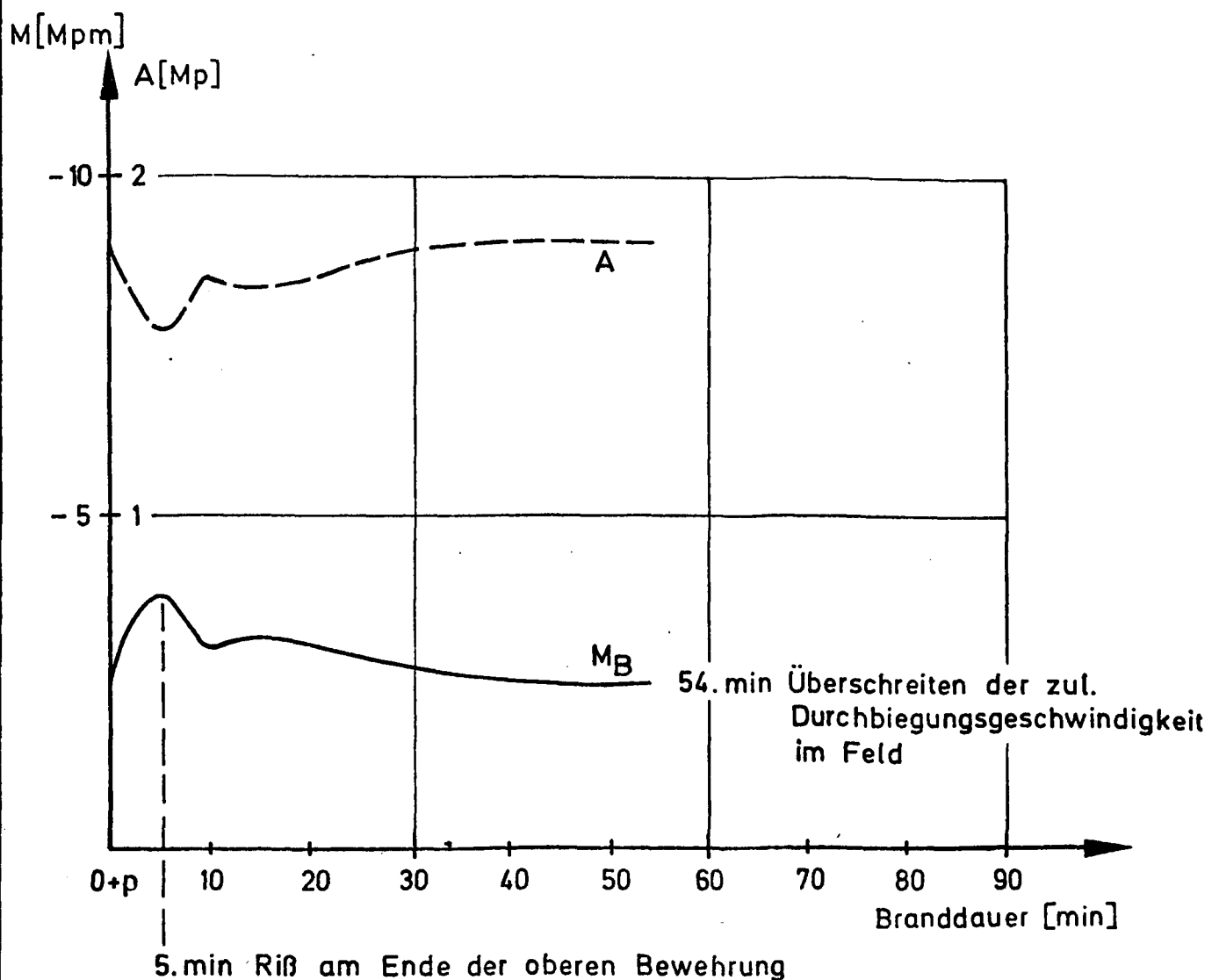
Platte 4

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 4.4



System

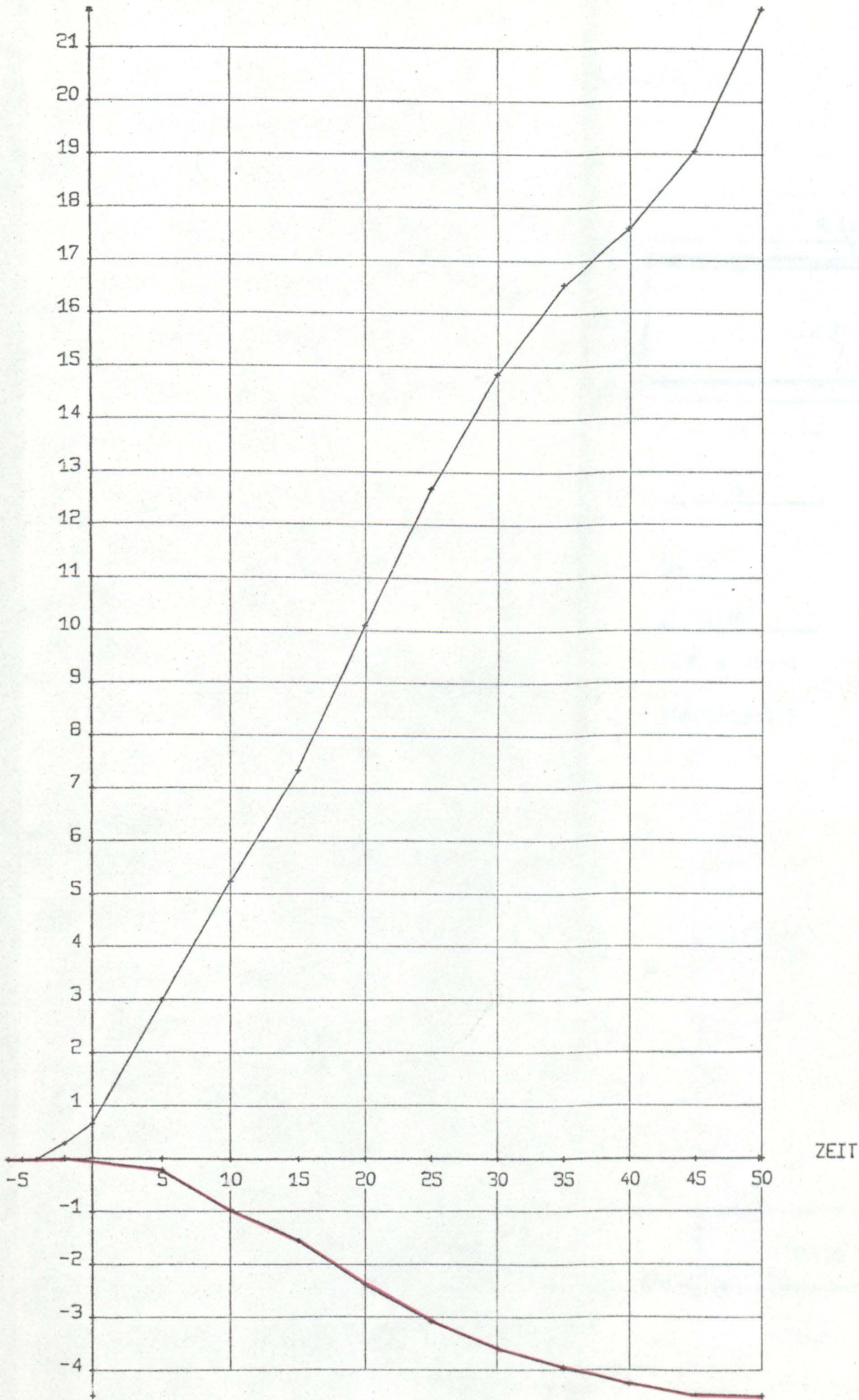


Veränderung der Schnittkräfte

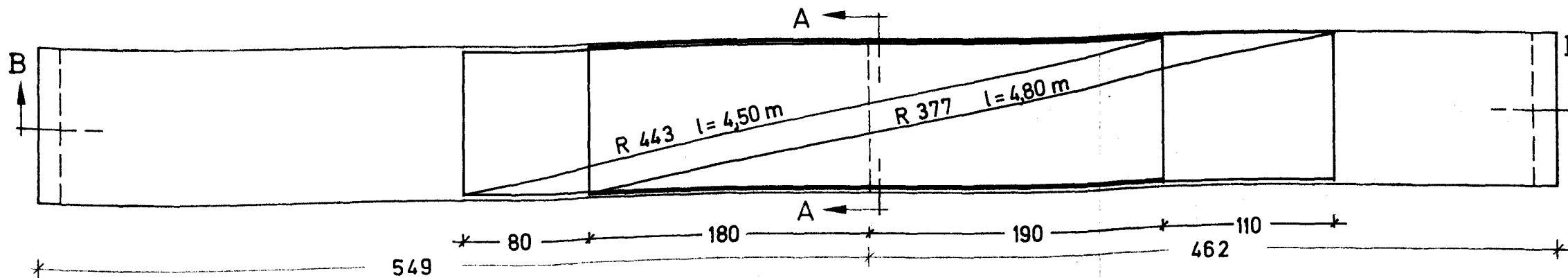
Platte 4

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

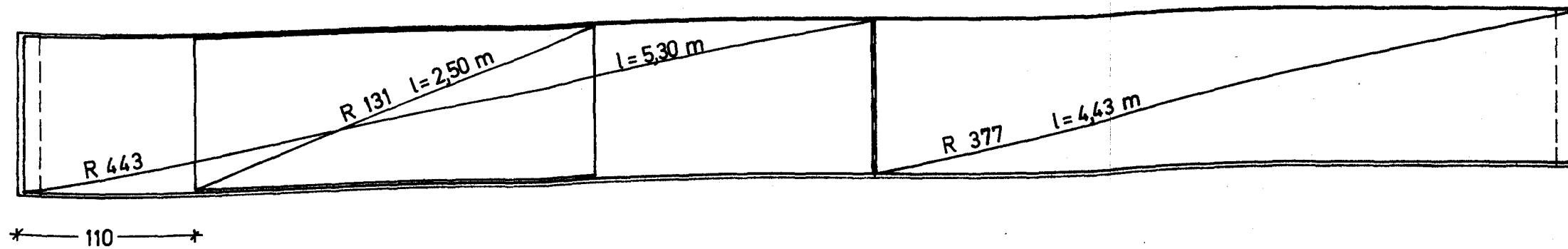
Anlage 4.5



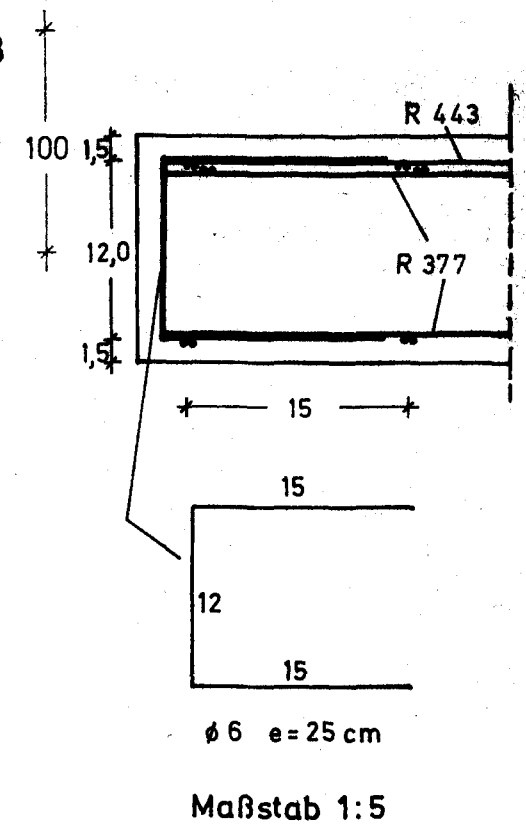
Obere Bewehrung



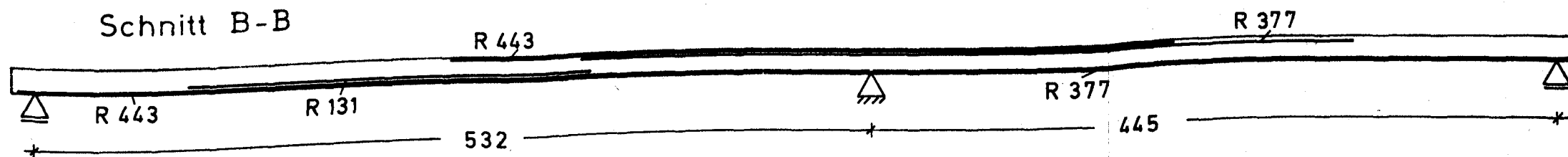
Untere Bewehrung



Schnitt A-A

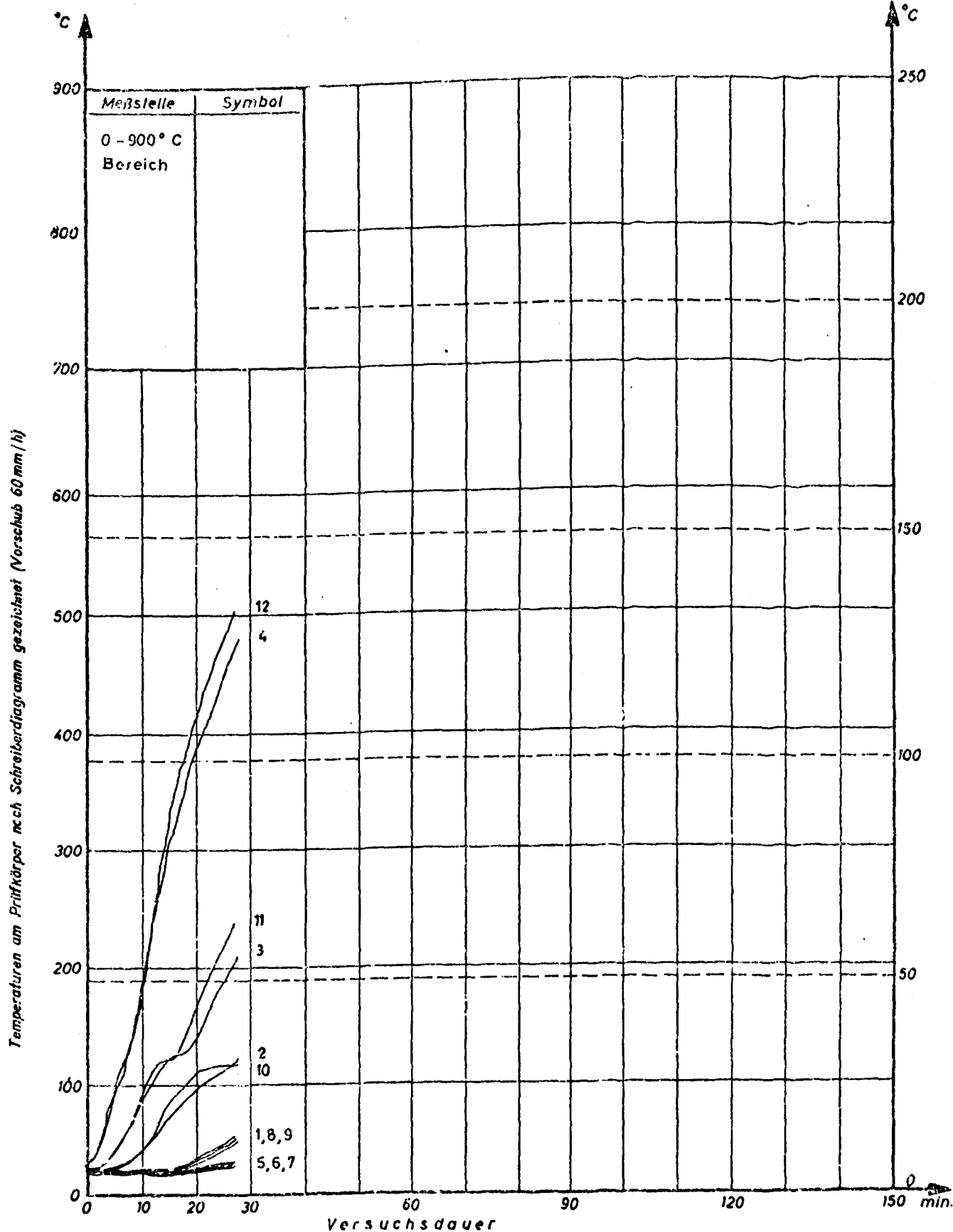


Schnitt B-B



Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Schal- und Bewehrungsplan | Platte 5 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 5.1 |



Temperaturen am Prüfkörper

Platte 5 Temperaturen im Betonquerschnitt

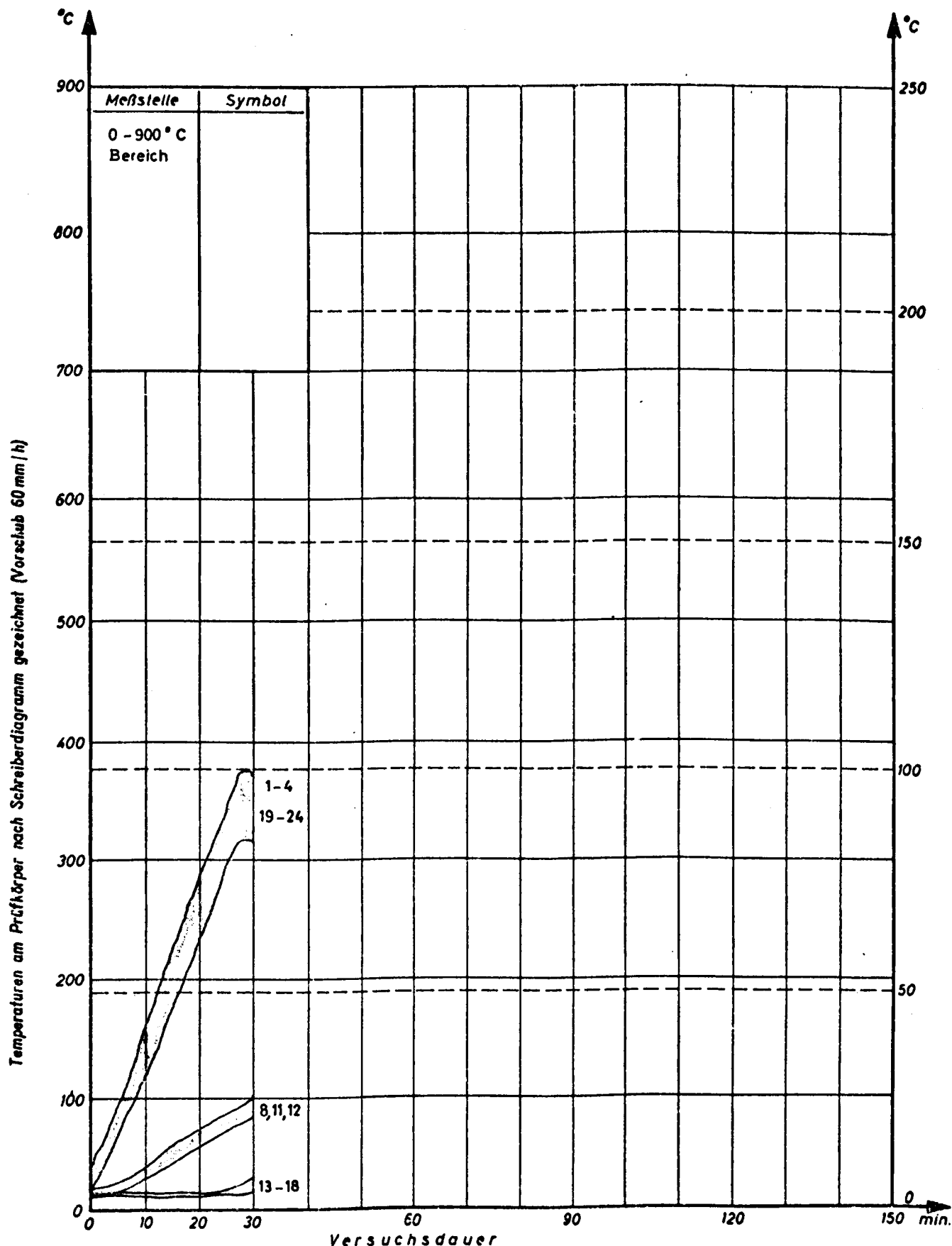
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Technische Universität Braunschweig

Amliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

5.3.1



Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 15 °C

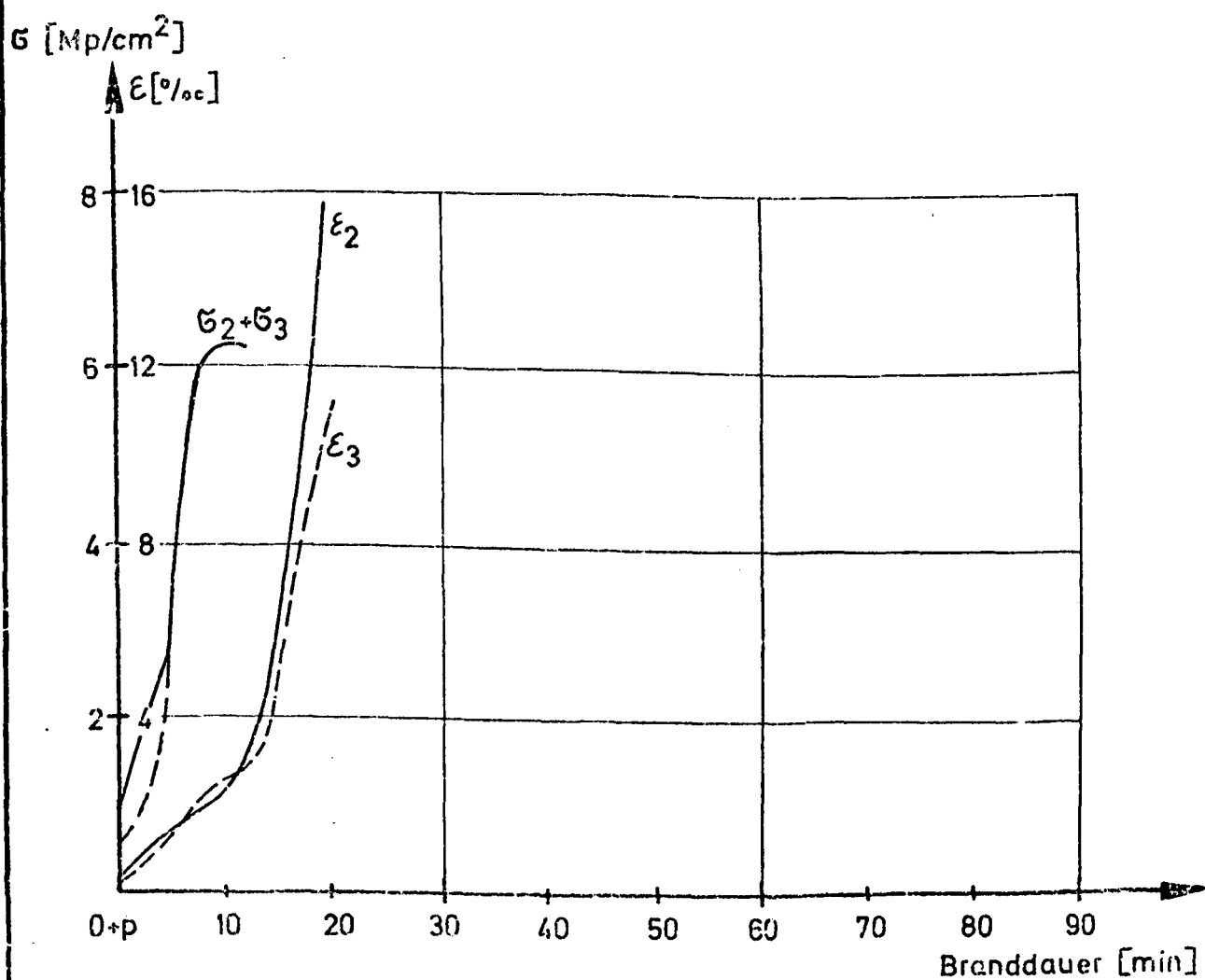
Temperaturen am Prüfkörper Platte 5 Temperaturen an der Bewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Ämliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

5.3.2

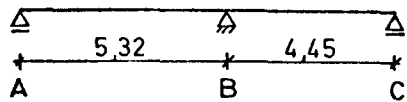
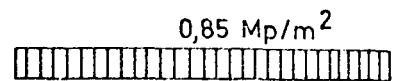


Stahldehnungen und -spannungen

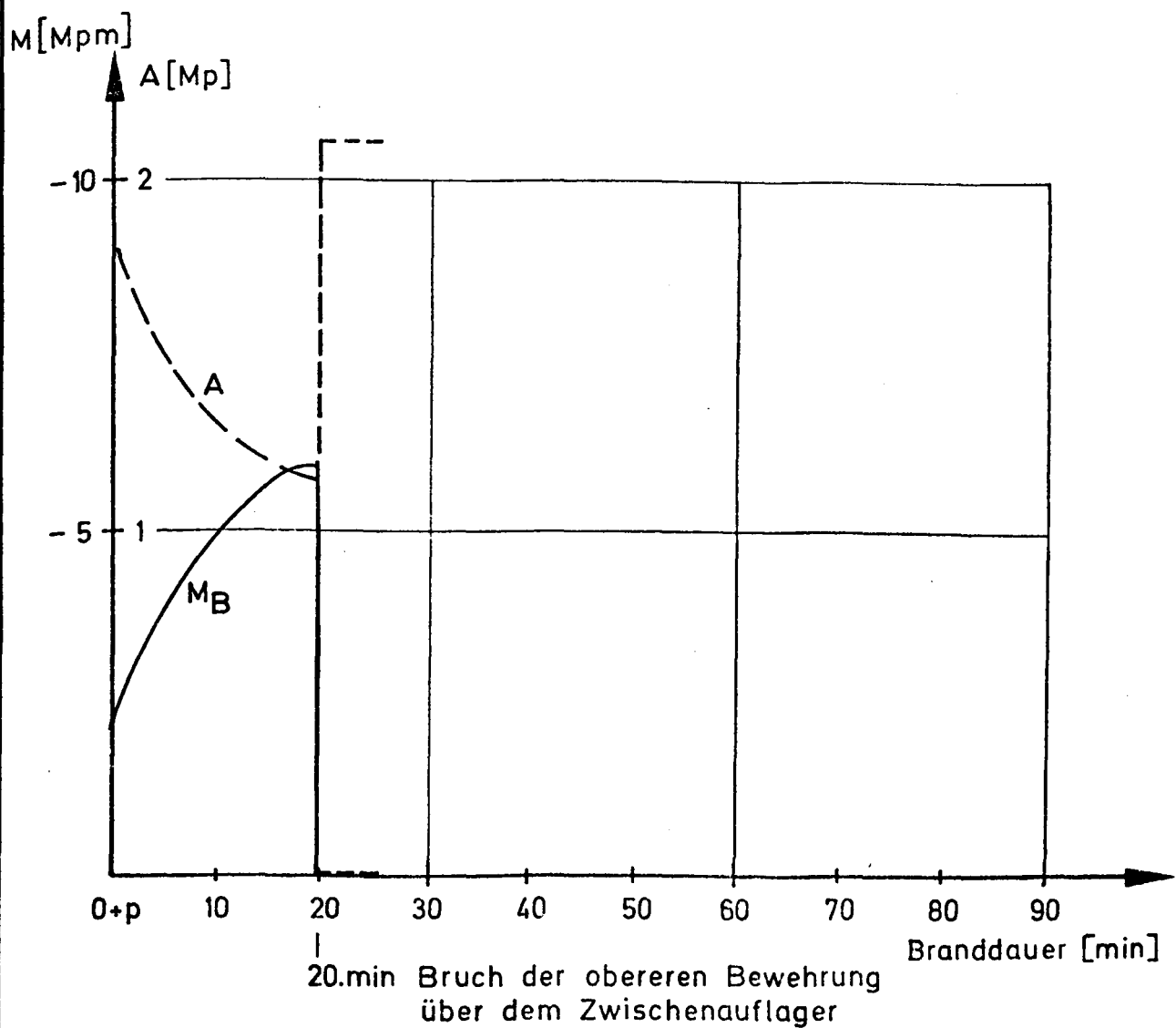
Platte 5

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 5.4



System



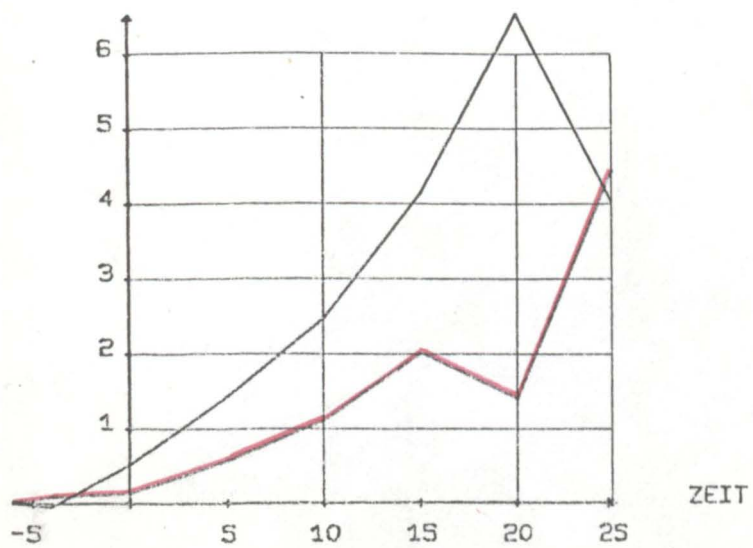
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 5

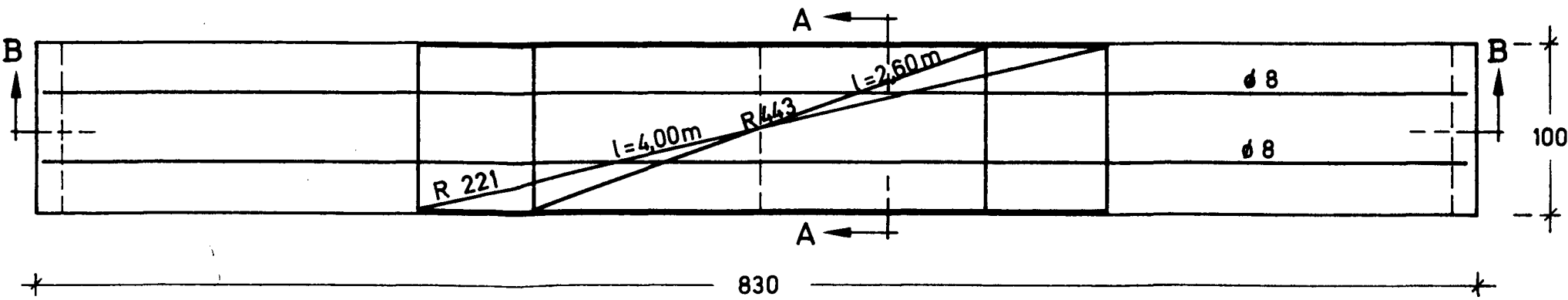
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 5.5

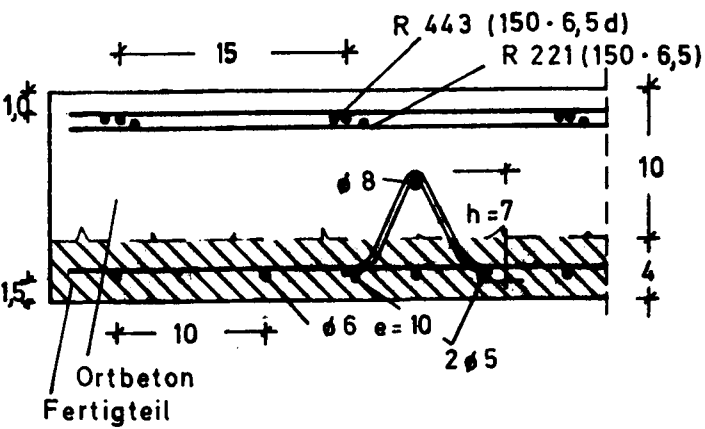
VERFORMUNG PLATTE S (Anlage 5.6)



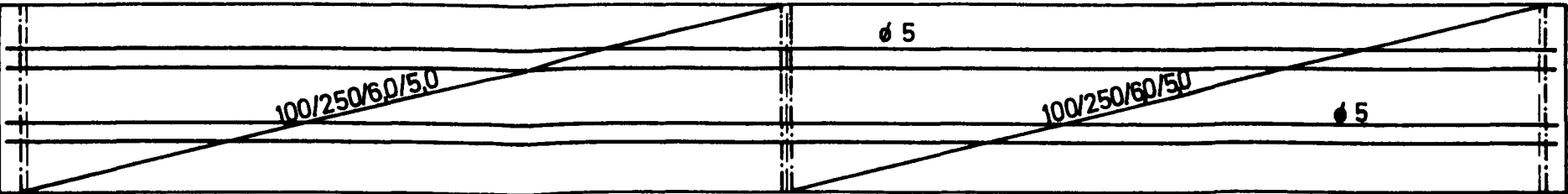
Obere Bewehrung



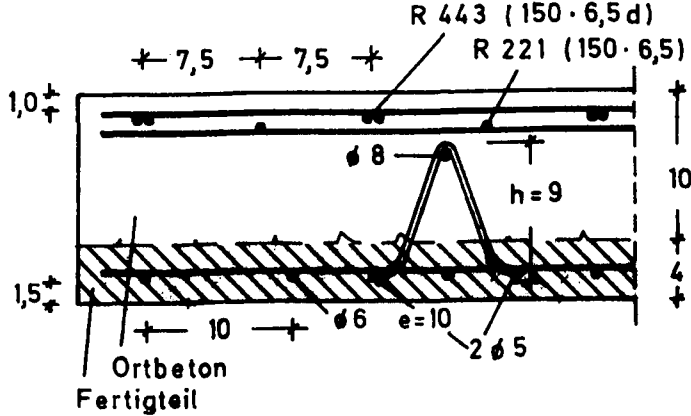
Schnitt A-A



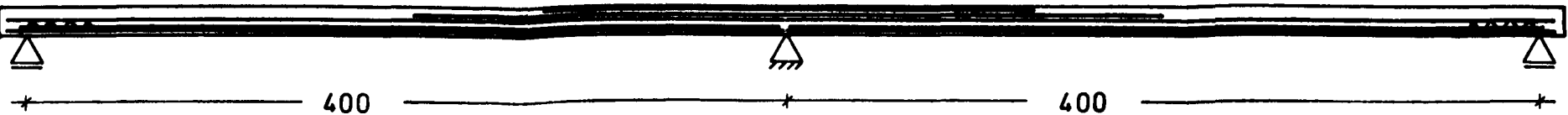
Untere Bewehrung



Platte 6



Schnitt B-B



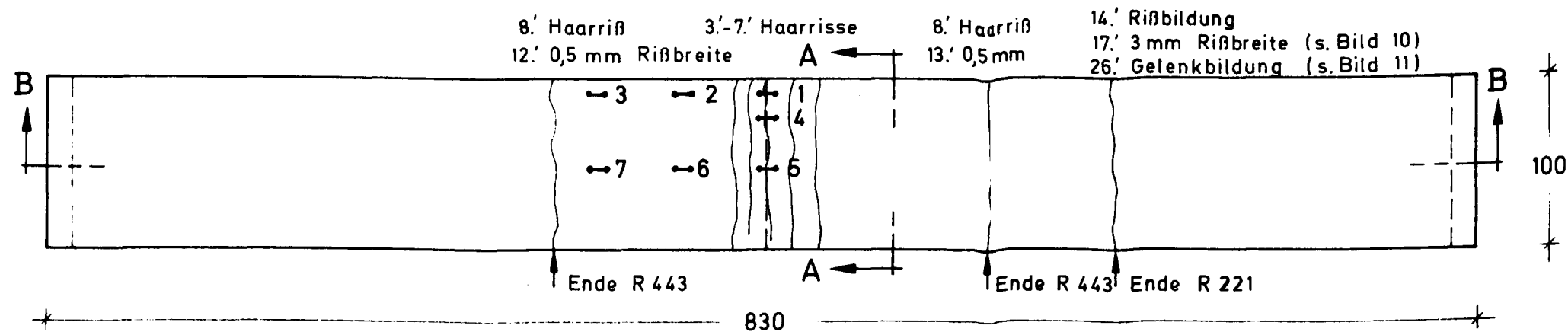
Platte 7

Maßstab 1:5

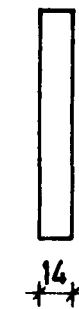
Maßstab 1:33

| | |
|--|------------|
| Schal- und Bewehrungsplan | Platte 6+7 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 6.1 |

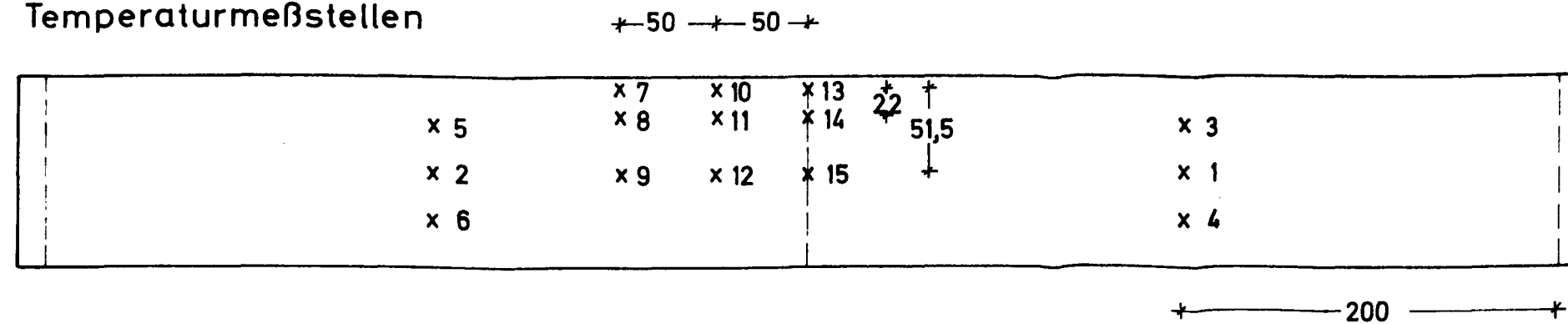
Dehnungsmeßstellen



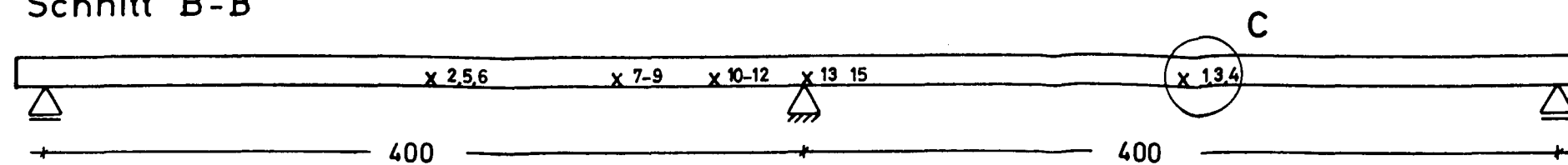
Schnitt A-A



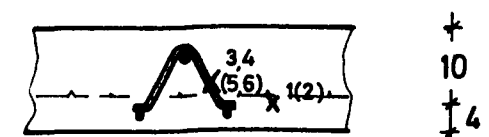
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B

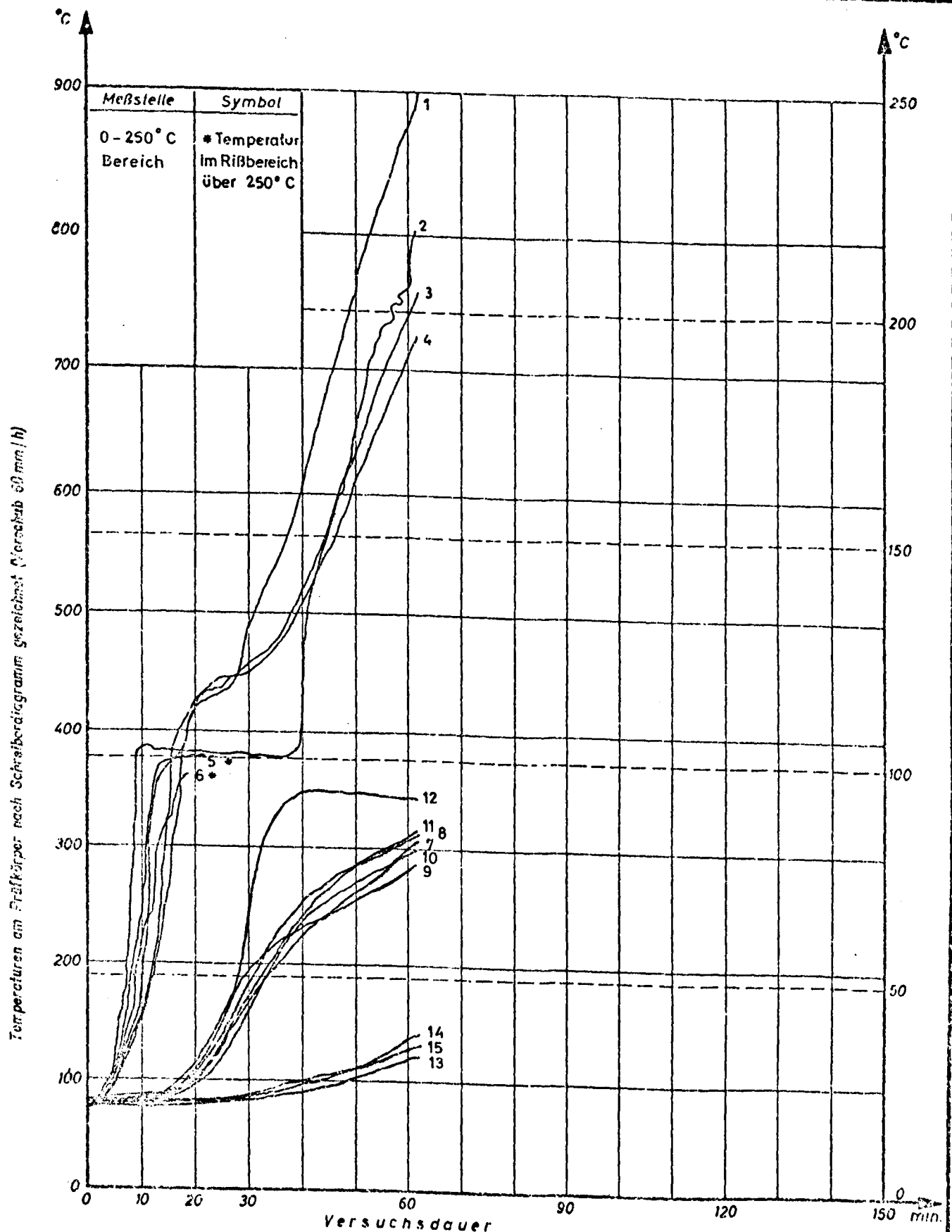


Detail C



Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 6 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 6.2 |



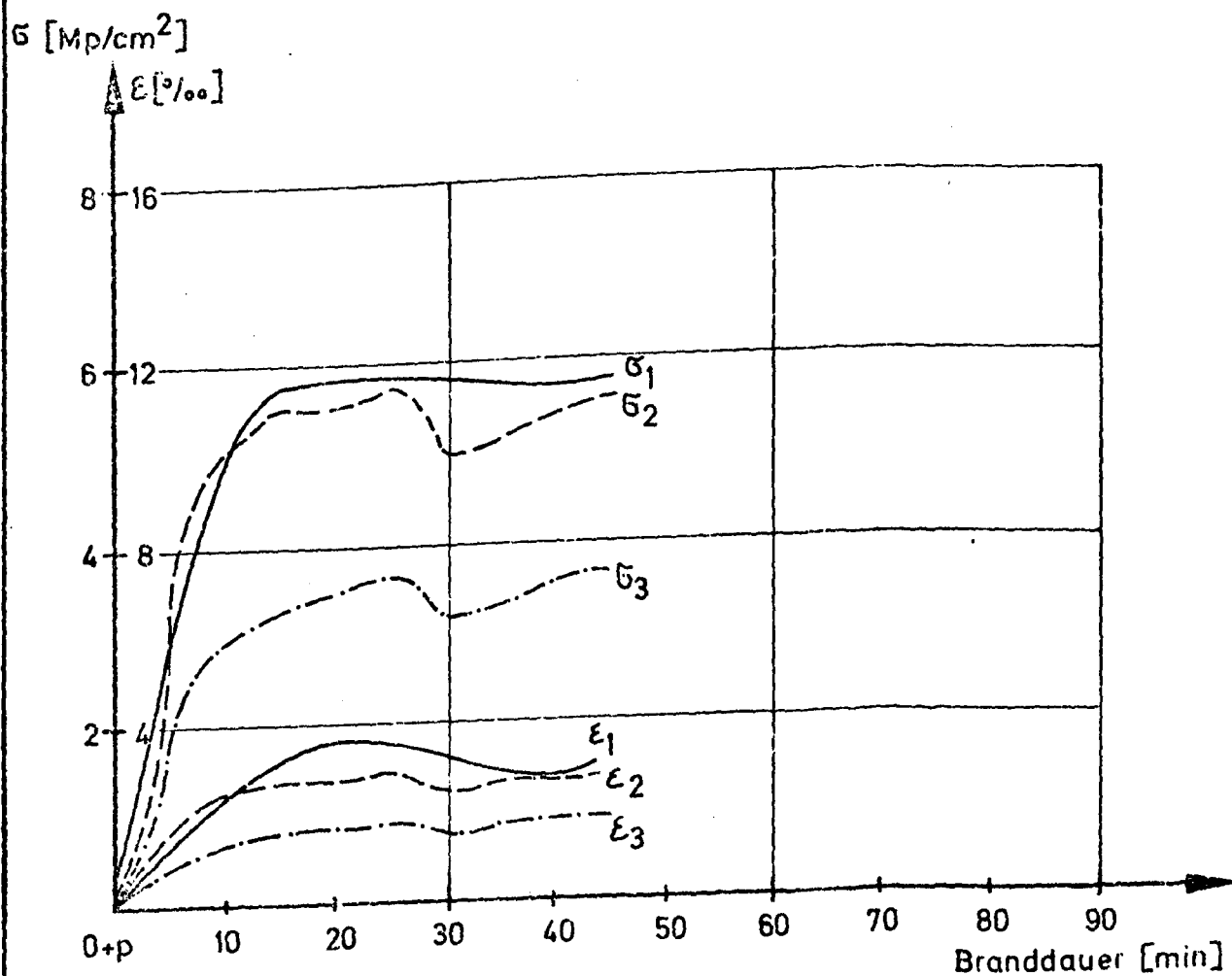
Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 19 °C

Temperaturen am Prüfkörper Platte 6

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

6.3

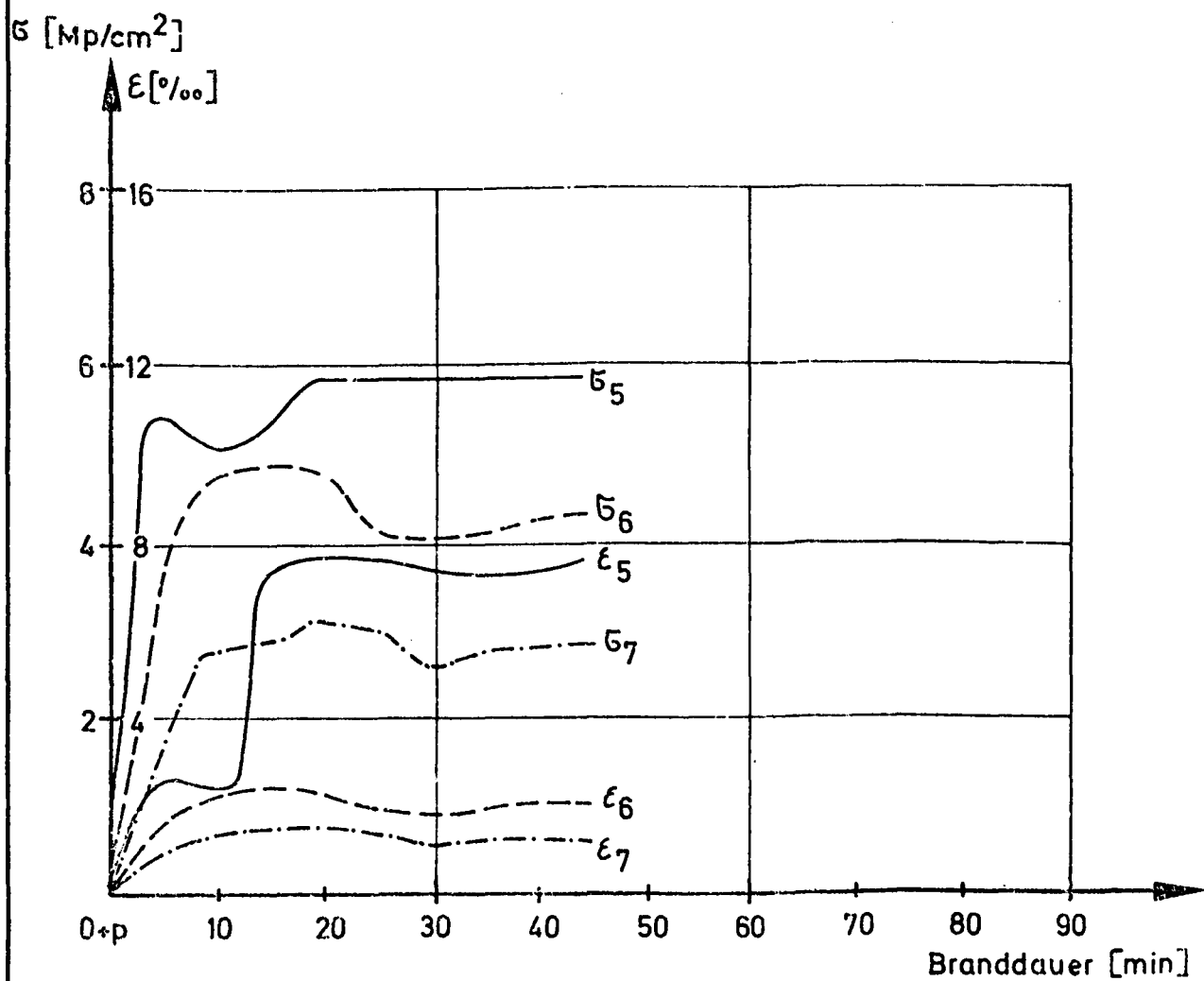


Stahldehnungen und -spannungen

Platte 6

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 6.4.1

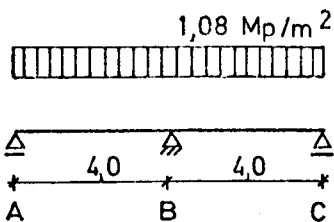


Stahldehnungen und -spannungen

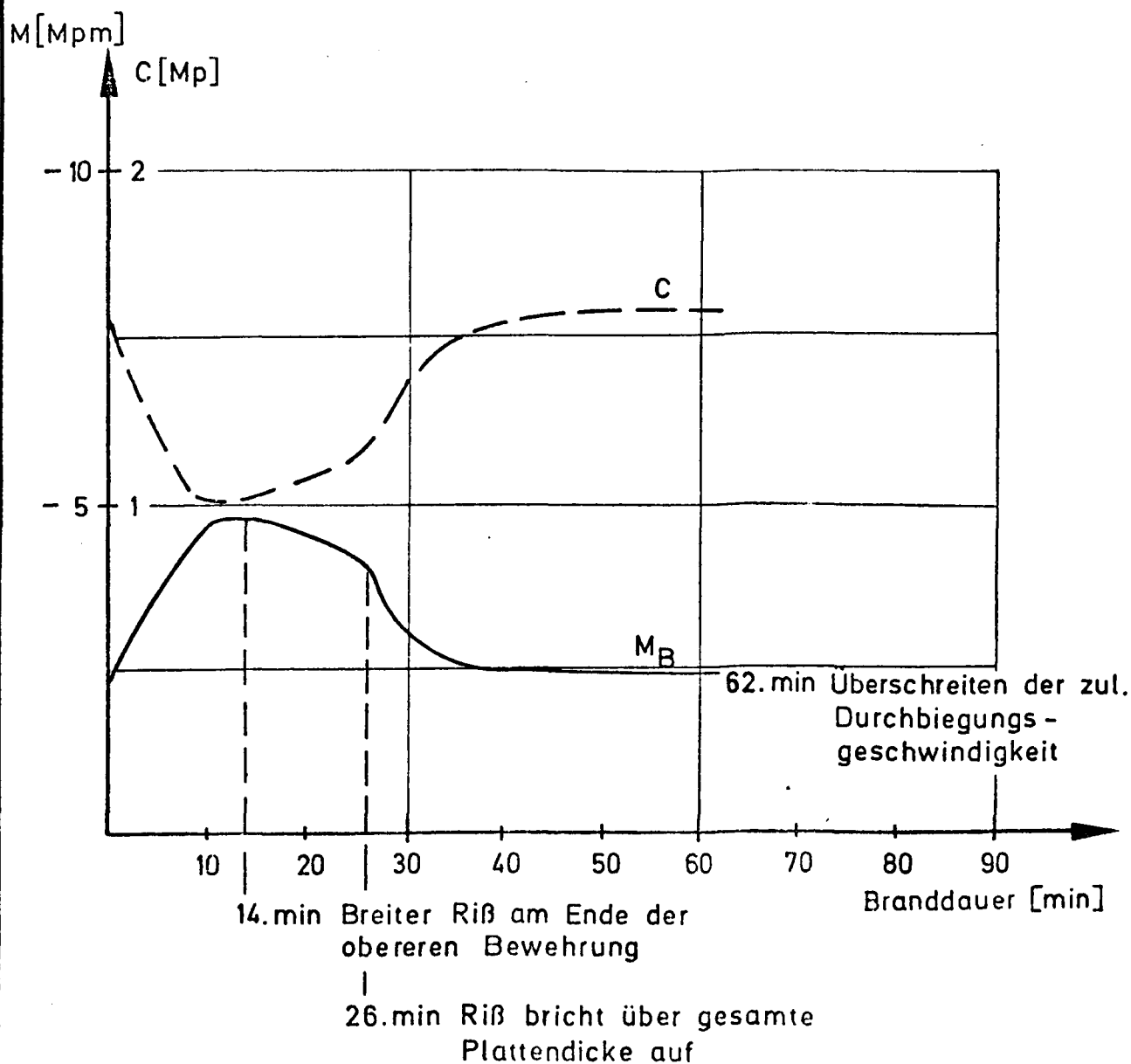
Platte 6

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 6.4.2



System



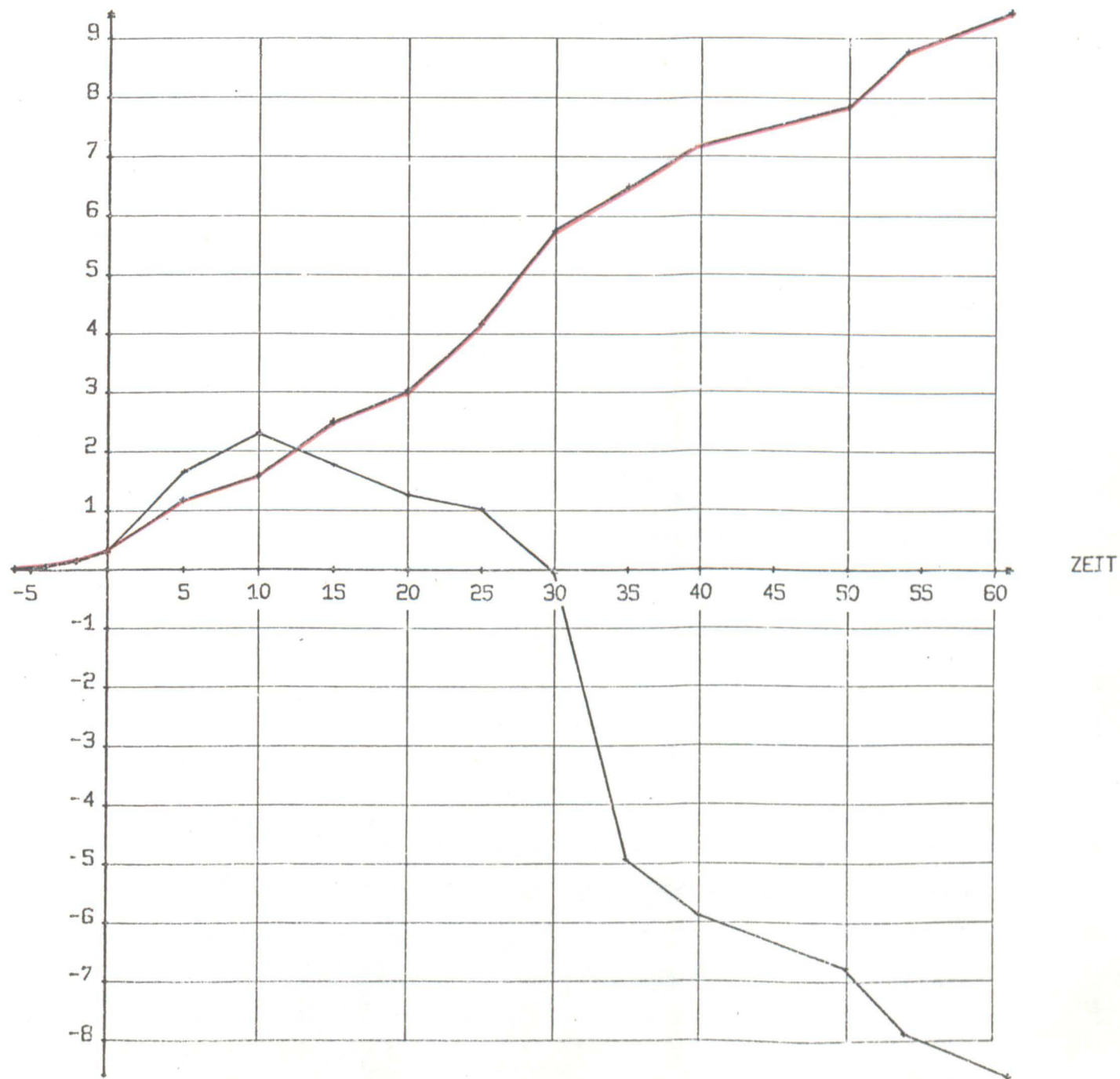
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 6

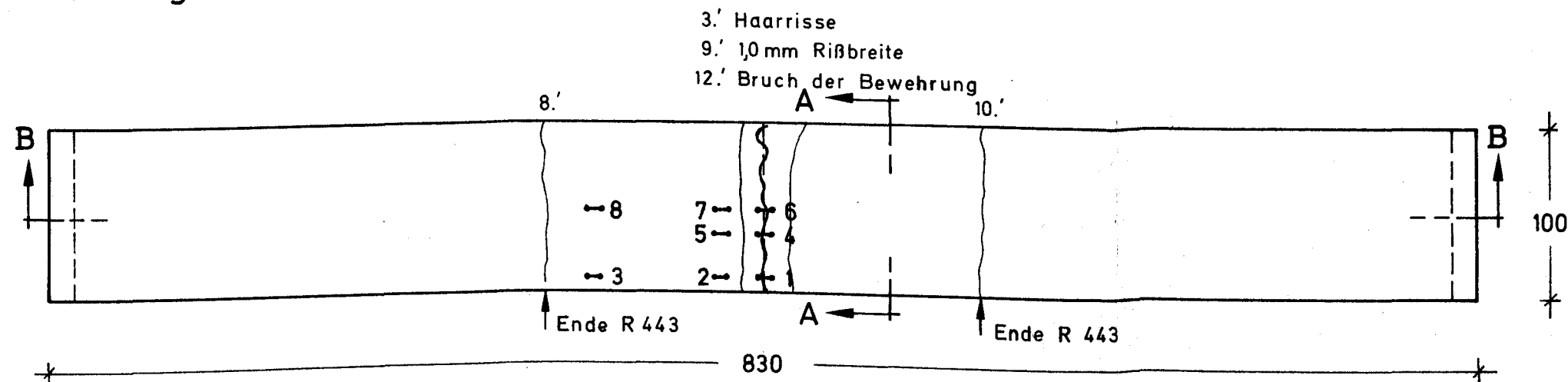
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 6.5

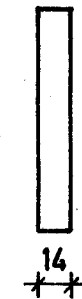
VERFORMUNG PLATTE 6 (Anlage 6.6)



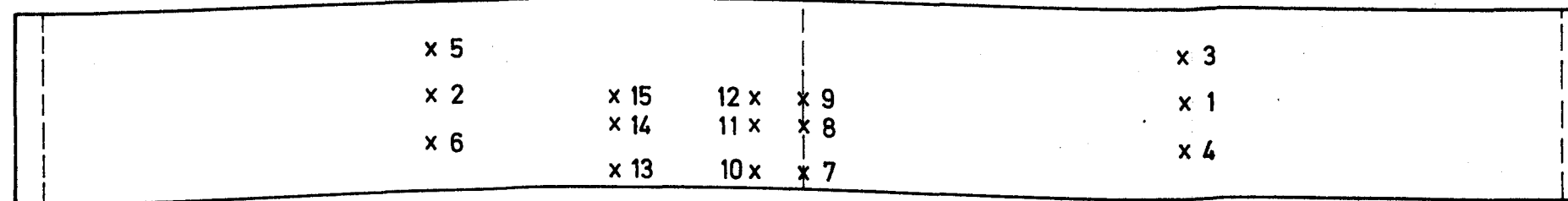
Dehnungsmeßstellen



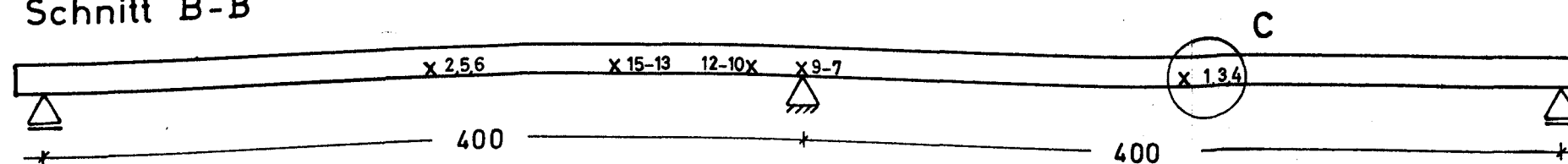
Schnitt A-A



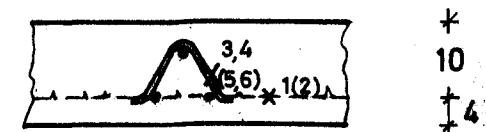
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B

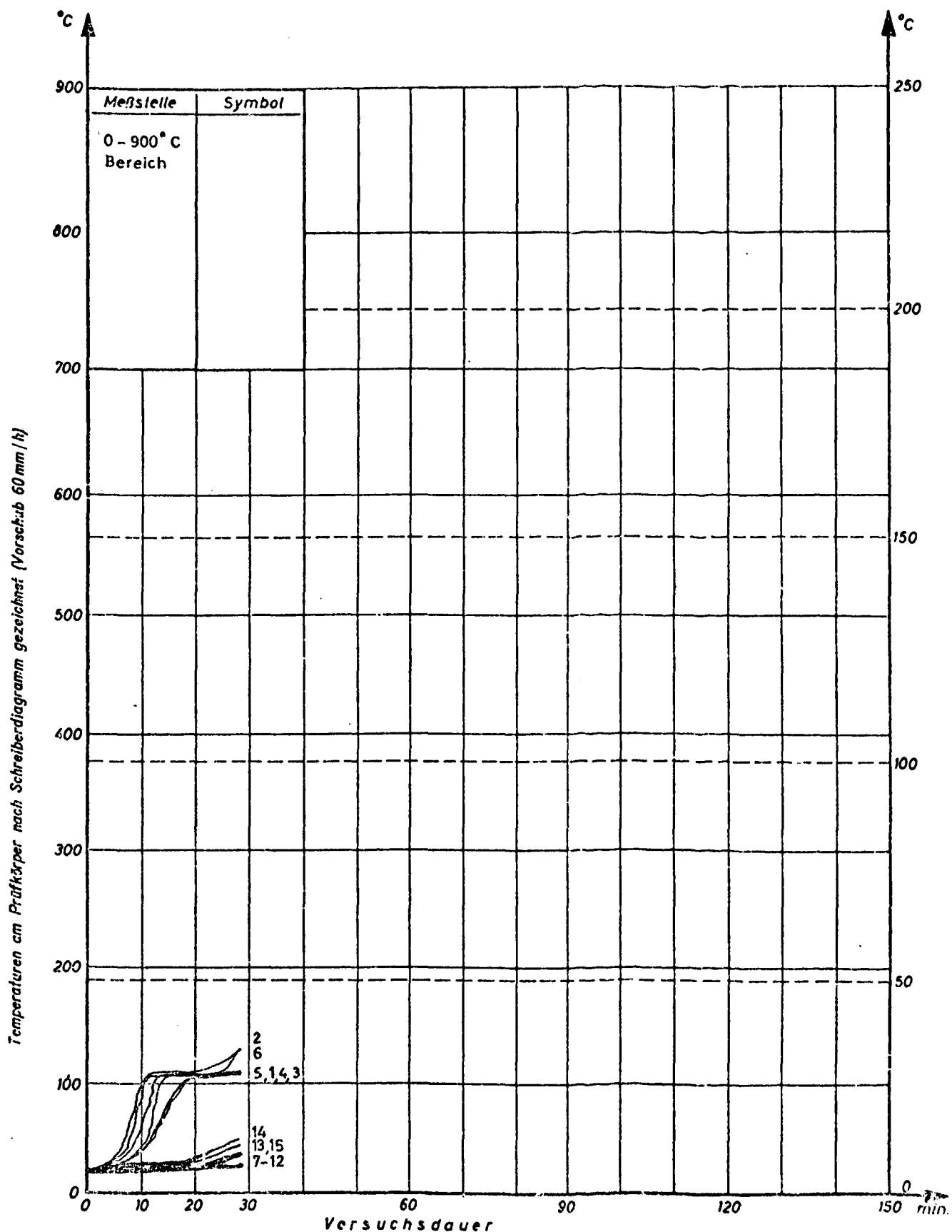


Detail C



Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 7 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 7.2 |



Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 20 °C

Temperaturen am Prüfkörper

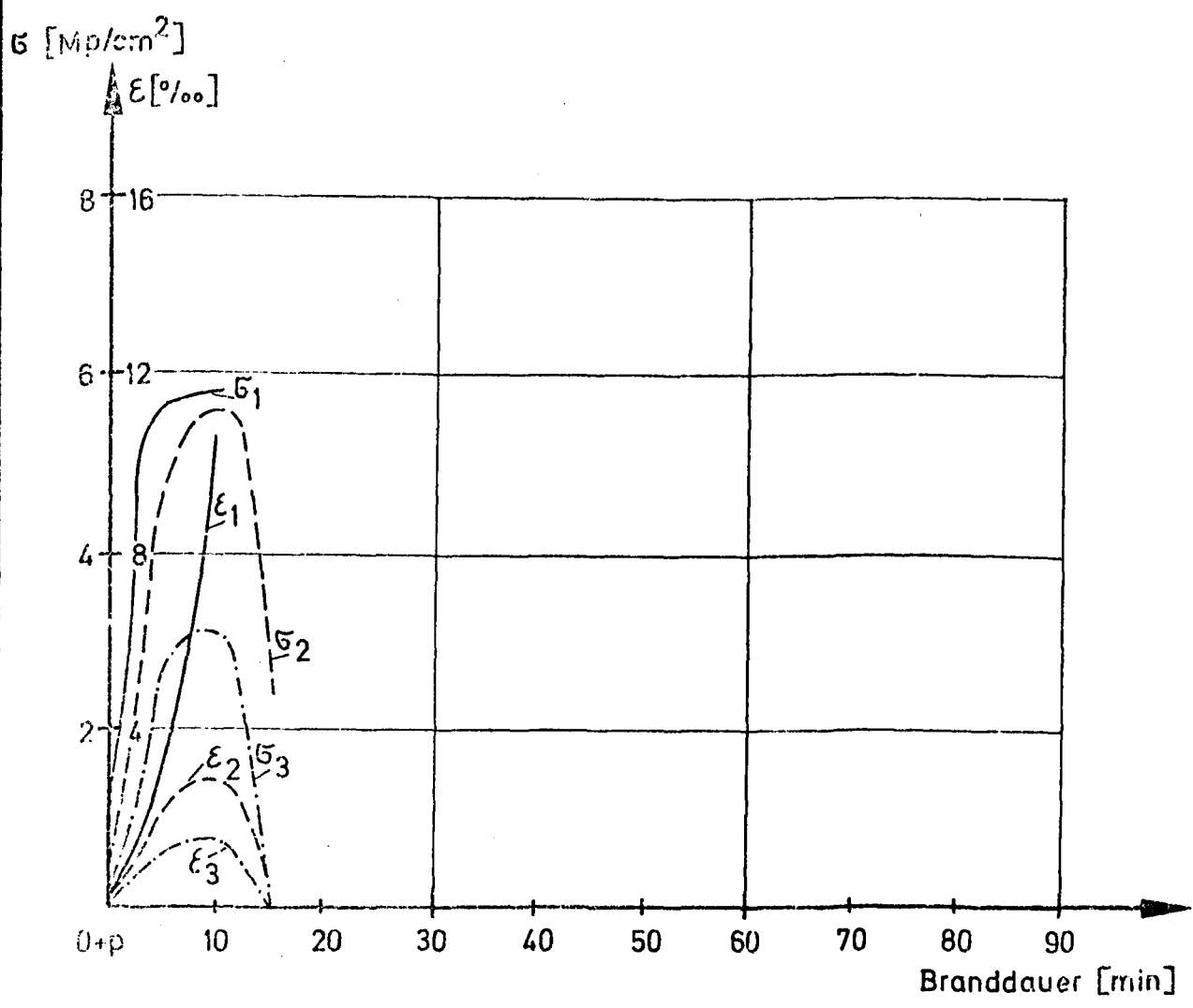
Platte 7

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

7.3

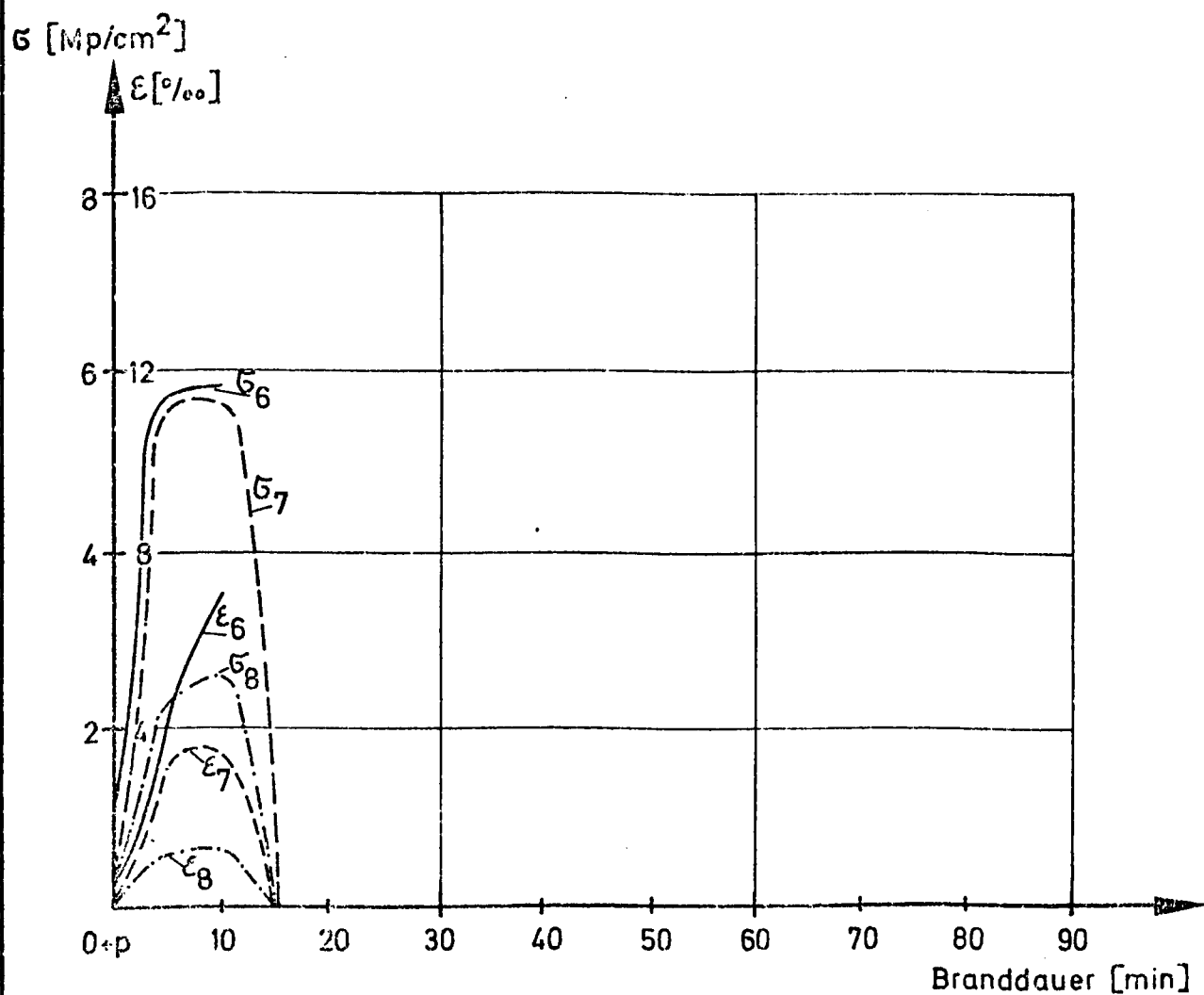


Stahldehnungen und -spannungen

Platte 7

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 7.4.1

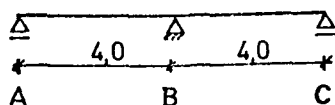
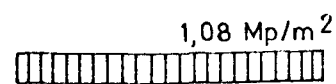


Stahldehnungen und -spannungen

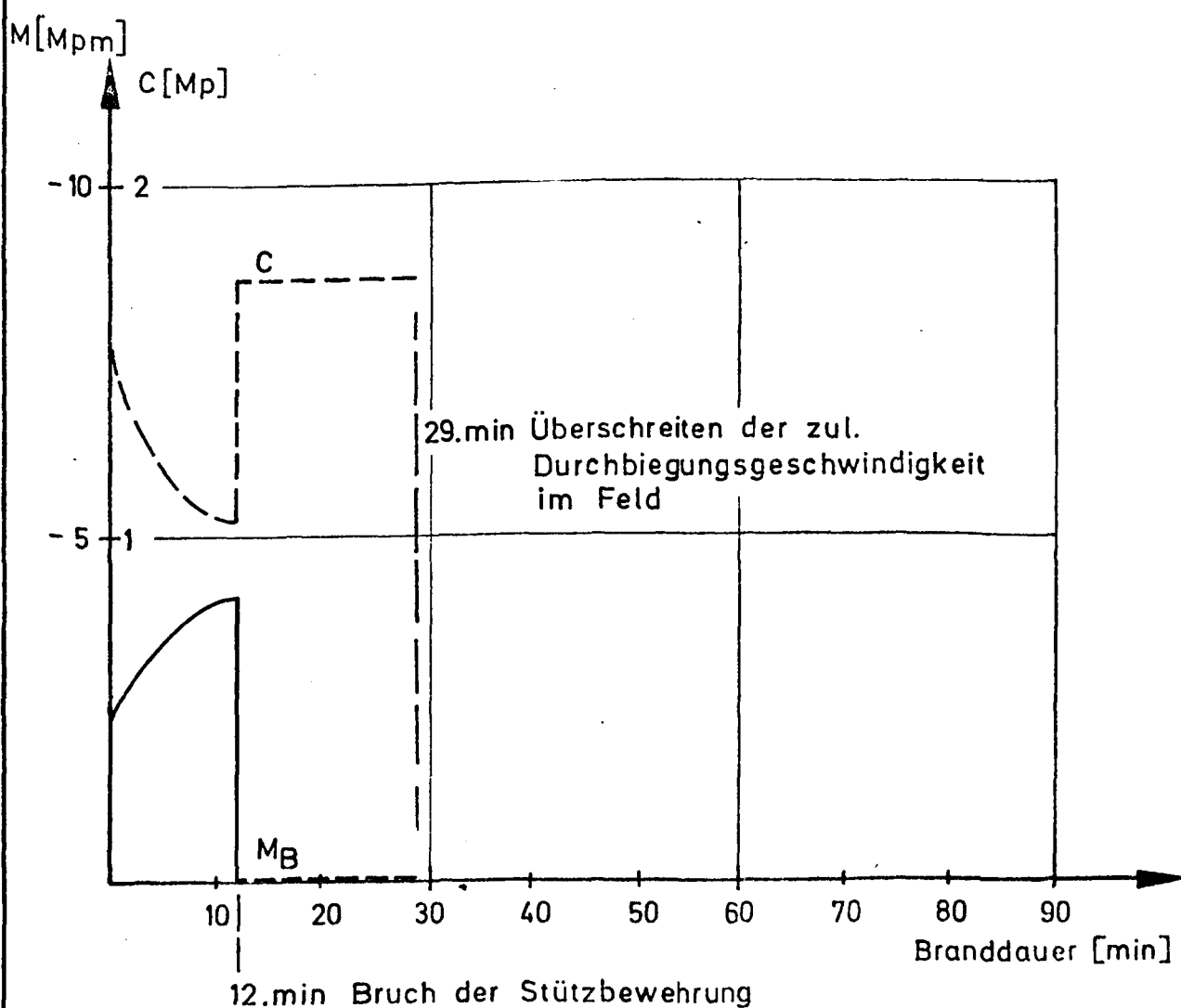
Platte 7

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 7.4.2



System



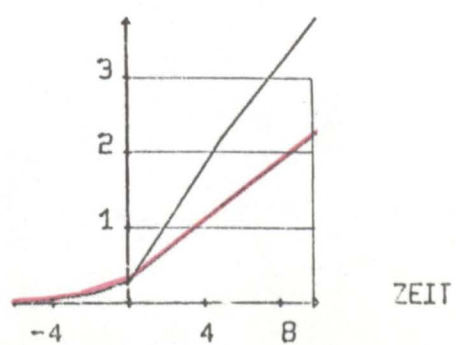
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 7

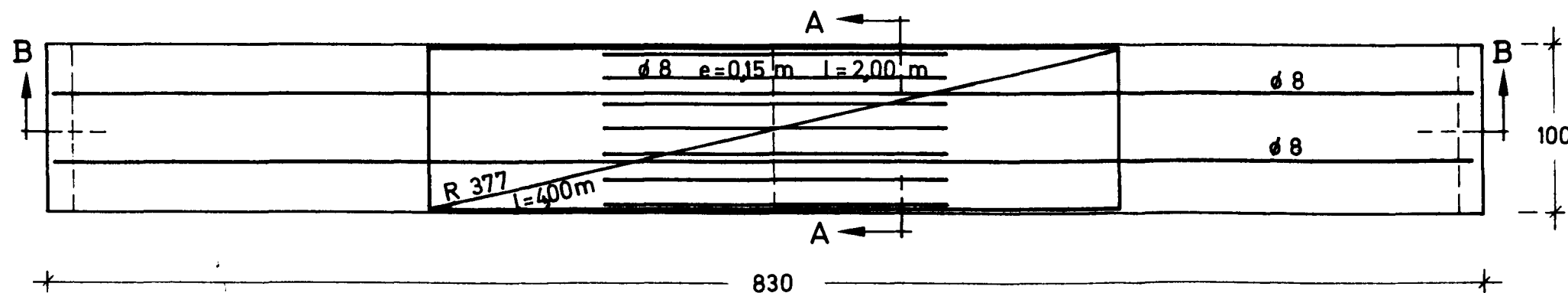
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 7.5

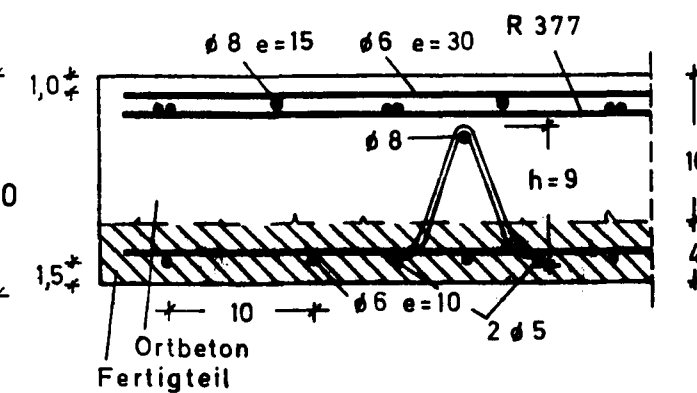
VERFORMUNG PLATTE 7 (Anlage 7.6)



Obere Bewehrung

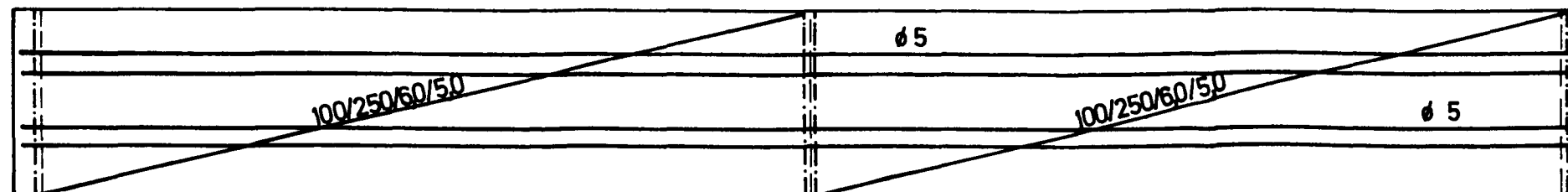


Schnitt A-A

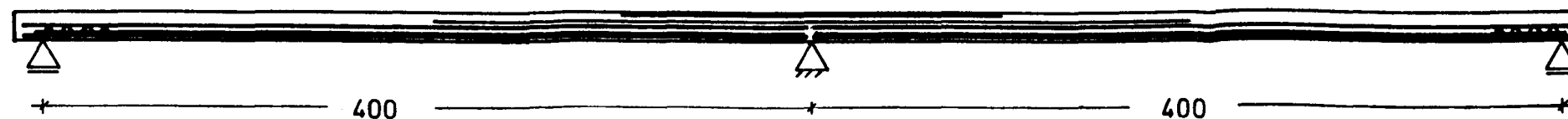


Maßstab 1:5

Untere Bewehrung



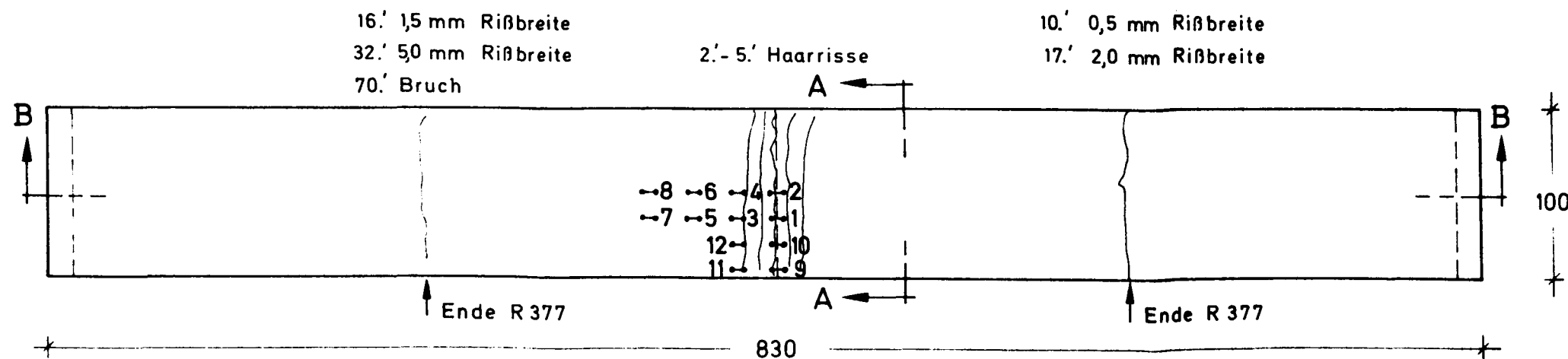
Schnitt B-B



Maßstab 1:33

| | |
|--|----------|
| Schal- und Bewehrungsplan | Platte 8 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 8.1 |

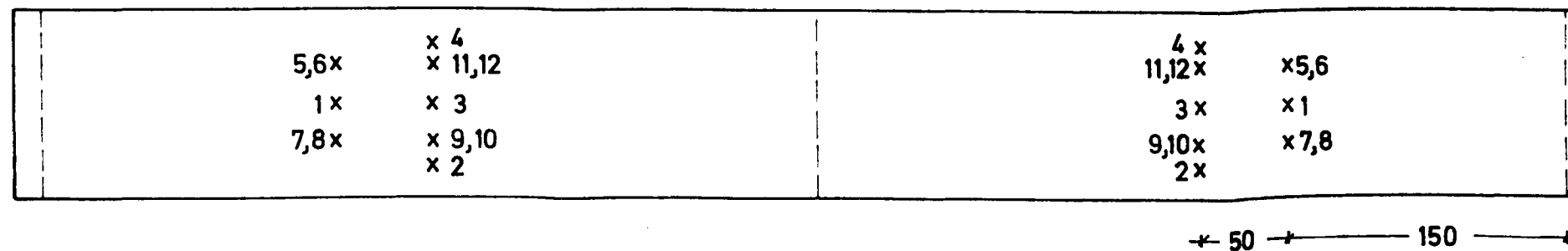
Dehnungsmeßstellen



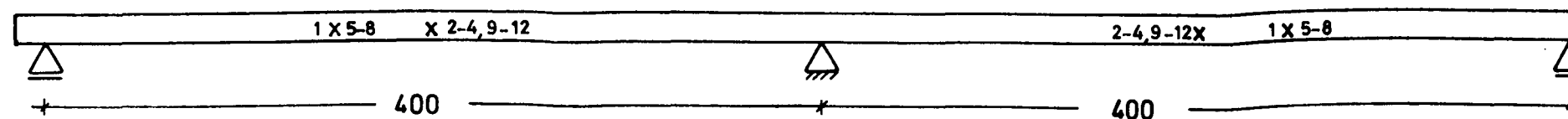
Schnitt A-A



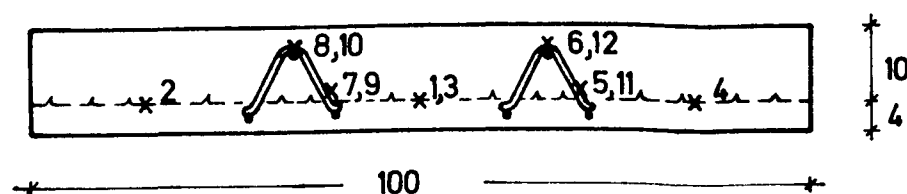
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B

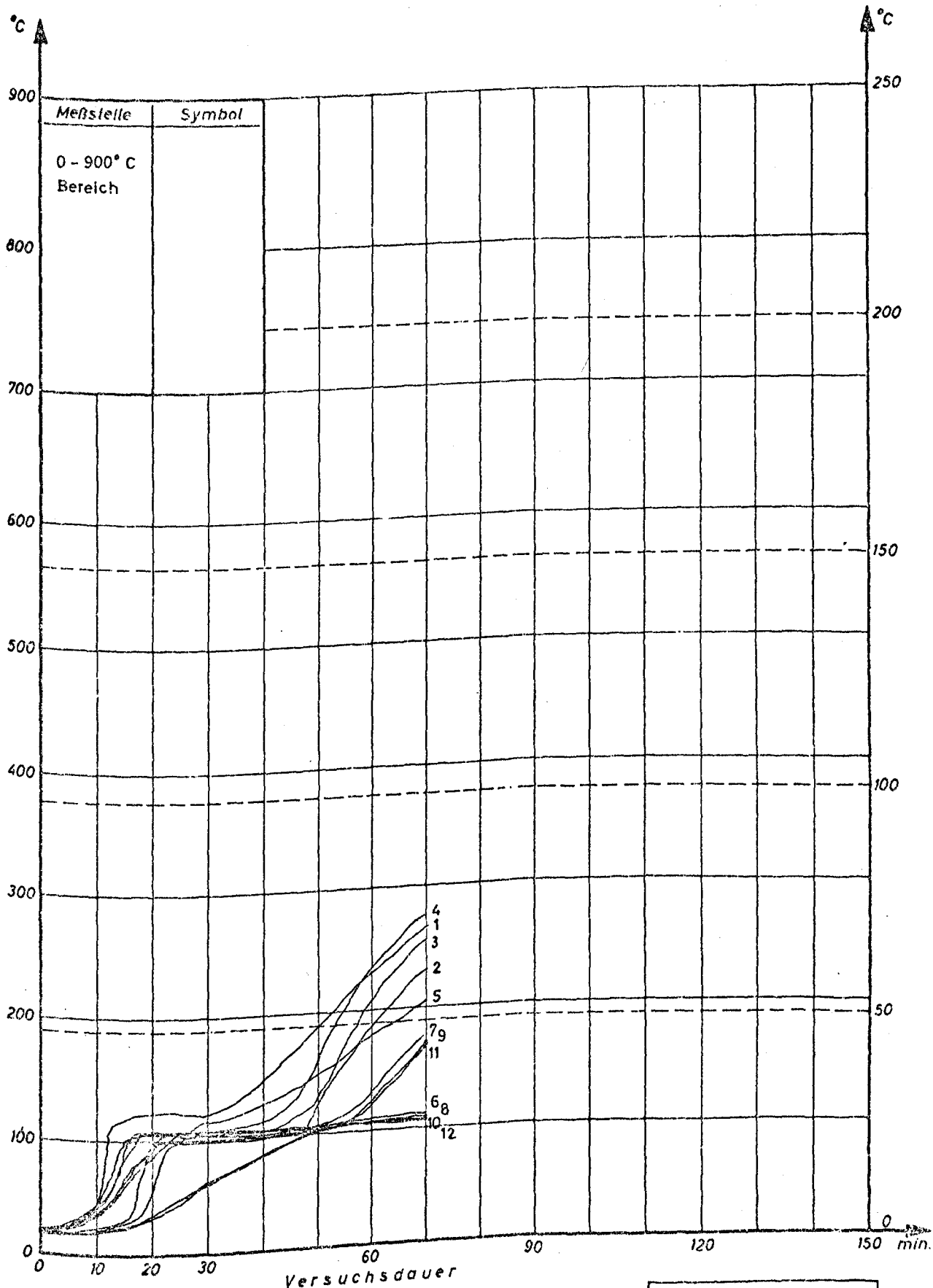


Maßstab 1:33



| | |
|--|----------|
| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 8 |
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 8.2 |

Temperaturen am Prüfkörper nach Schreiterdiagramm gezeichnet (Vorschub 60 mm/h)

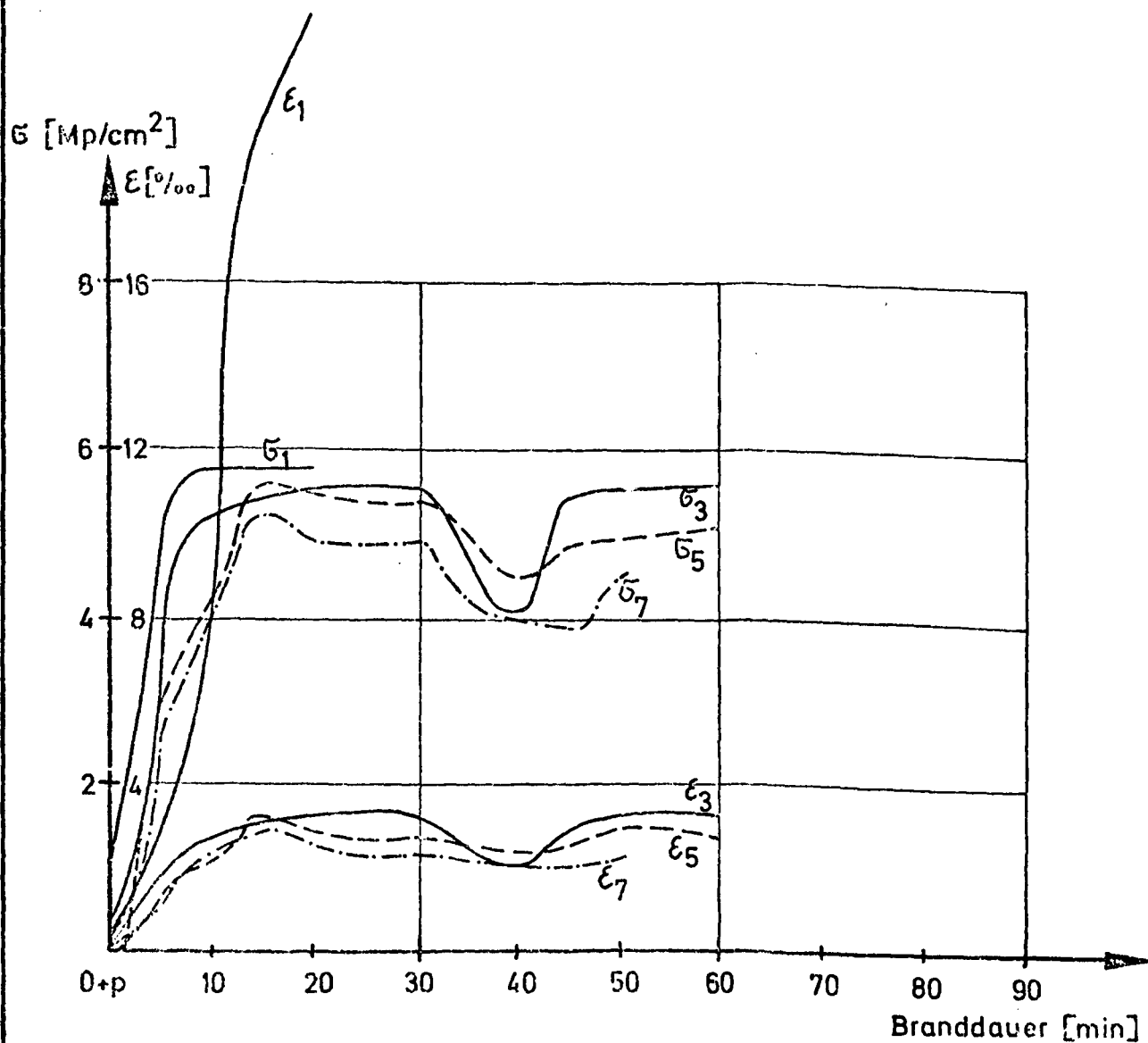


Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 18 °C

Temperaturen am Prüfkörper Platte 8

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage
8.3

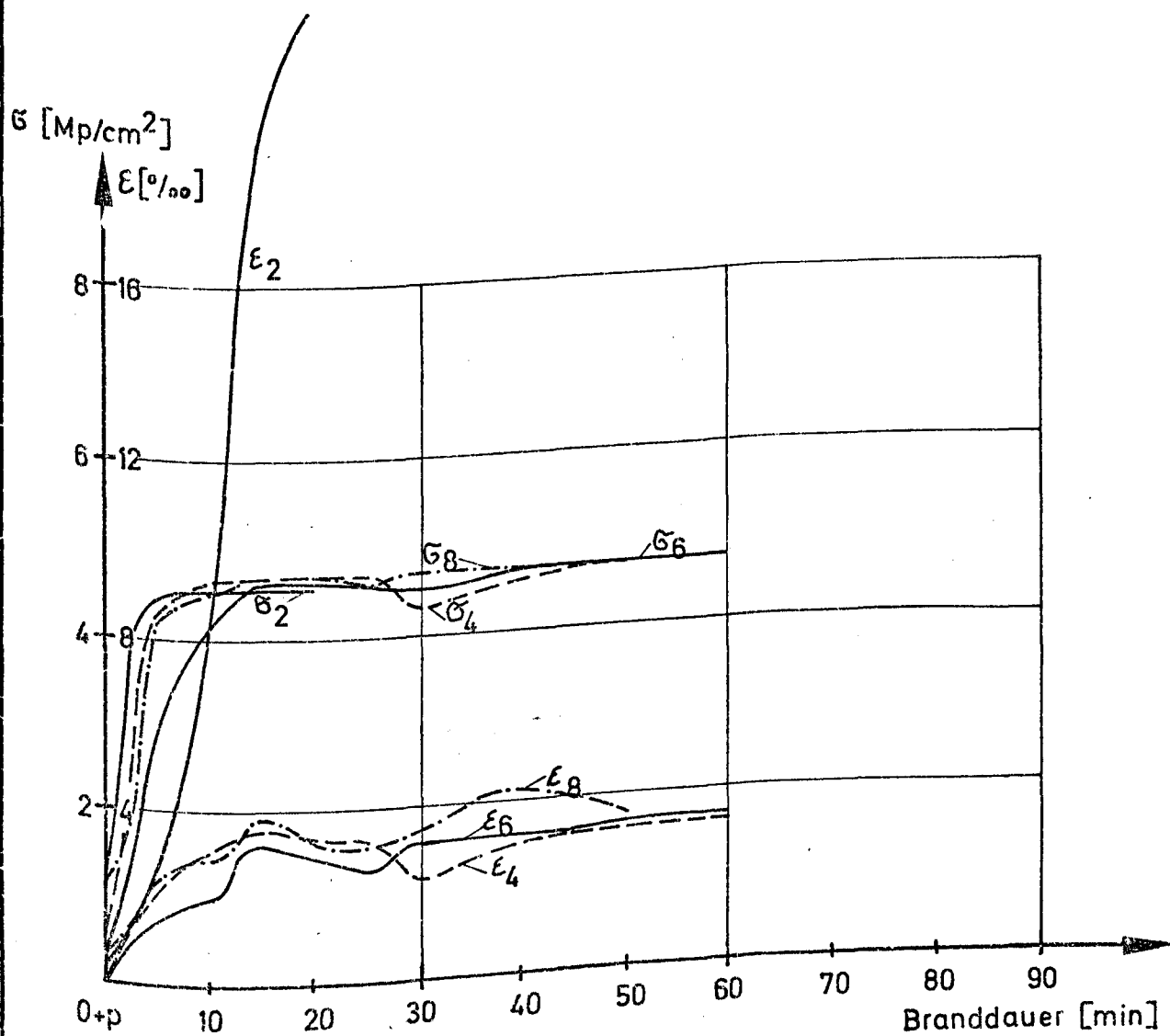


Stahldehnungen und -spannungen
(Betonstahlmatte BSt 50/55)

Platte 8

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 8.4.1

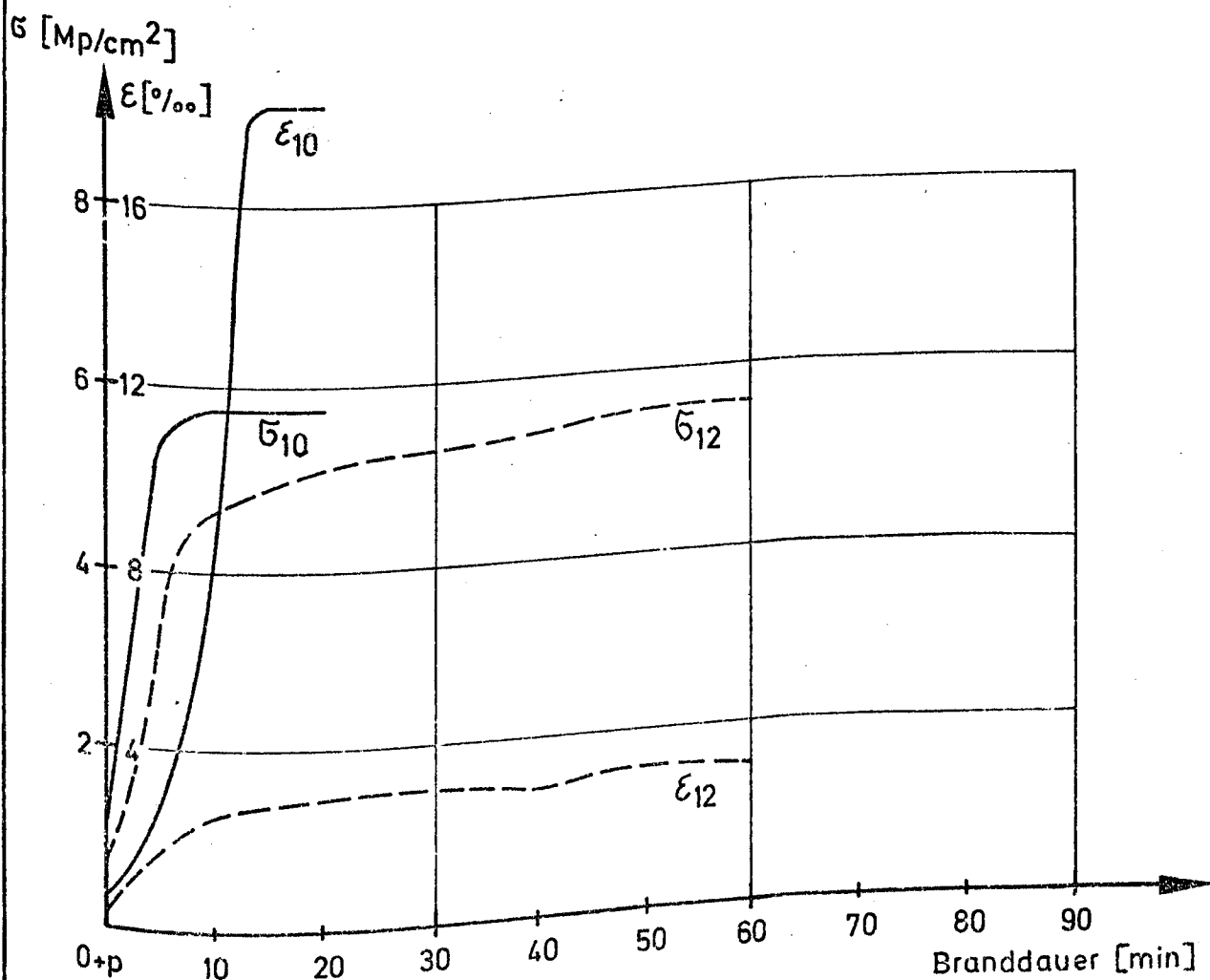


Stahldehnungen und -spannungen
(Betonrippenstahl BST 42/50)

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Platte 8

Anlage 8.4.2

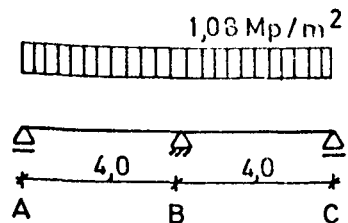


Stahldehnungen und -spannungen
(Betonstahlmatte BSt 50/55)

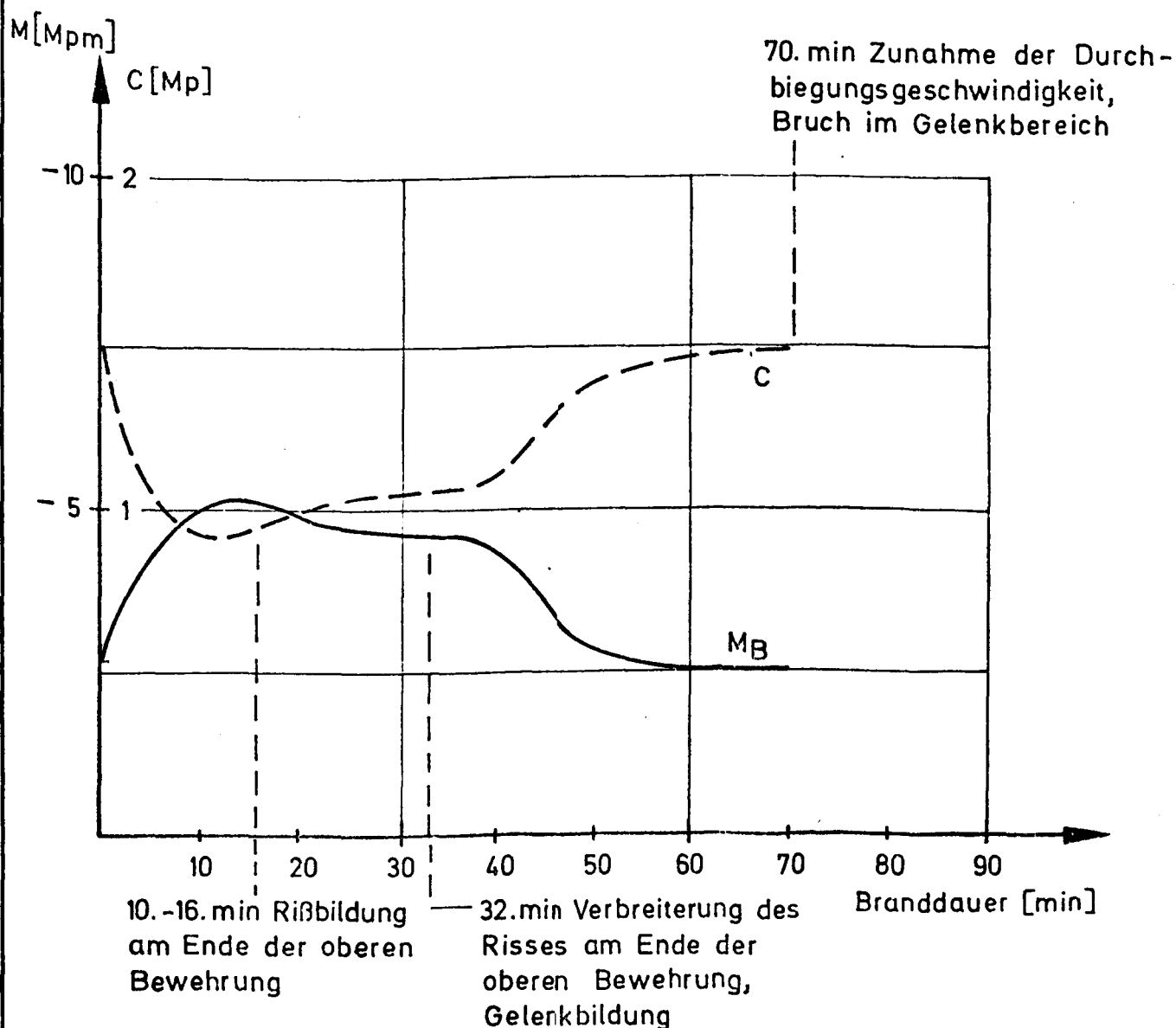
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Leibniz-Universität Braunschweig

Platte 8

Anlage 8.4.3



System



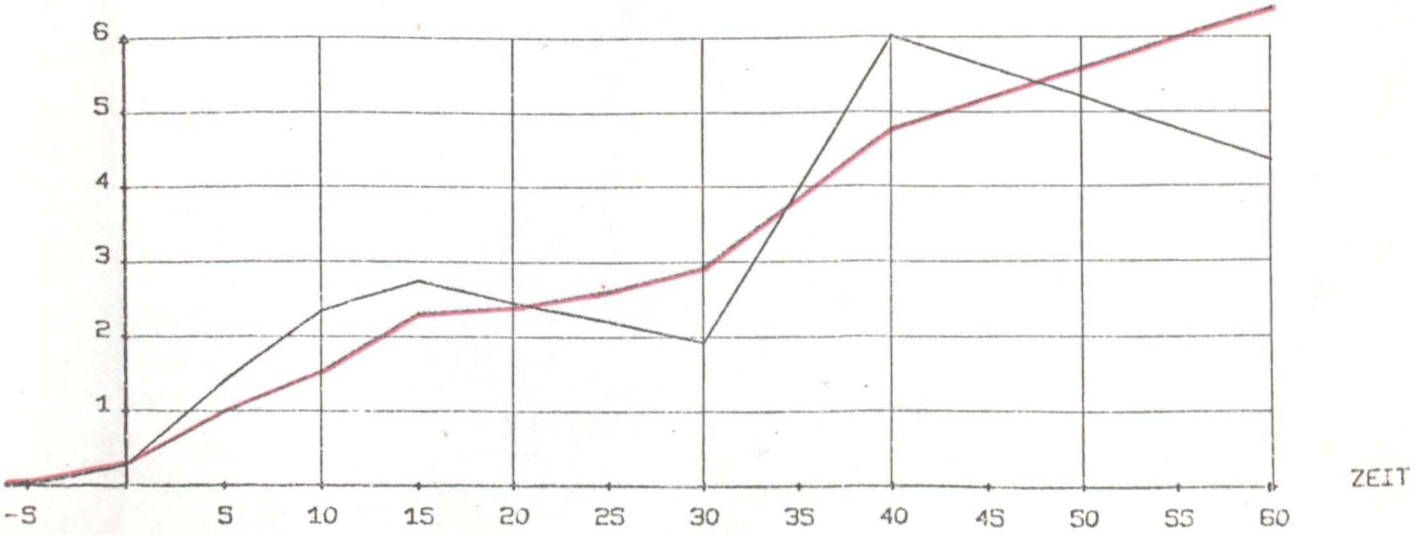
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 8

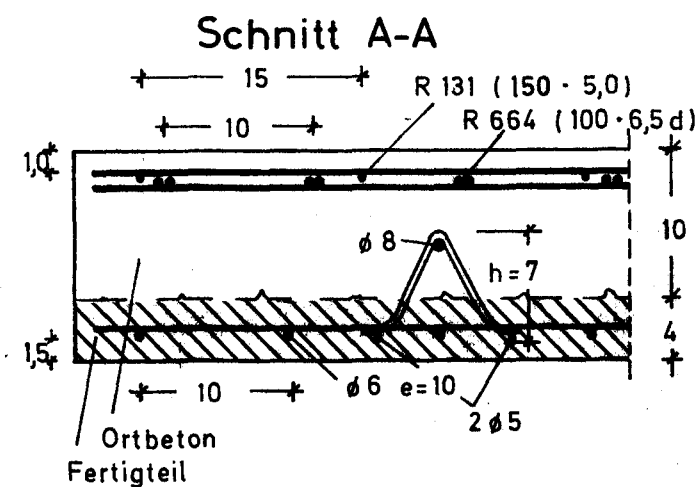
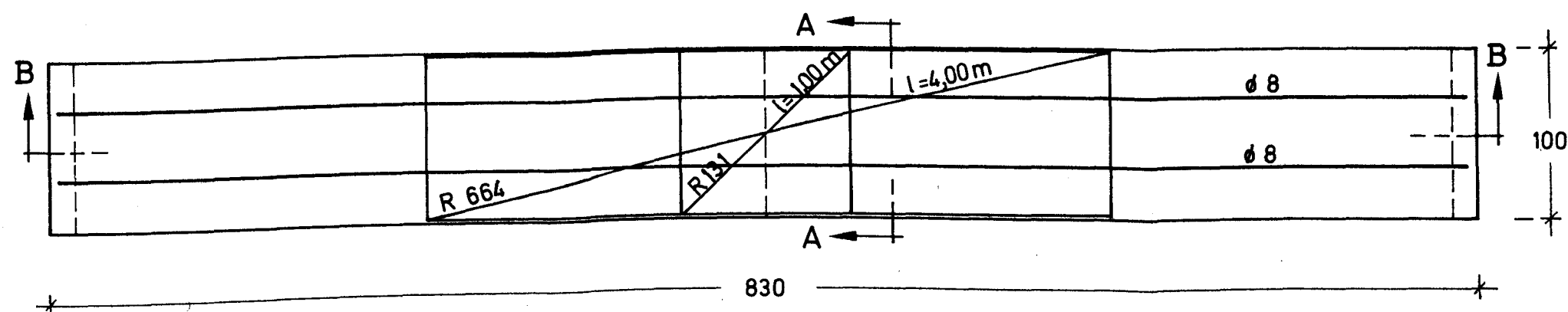
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 8.5

VERFORMUNG PLATTE 8 (Anlage 8.6)

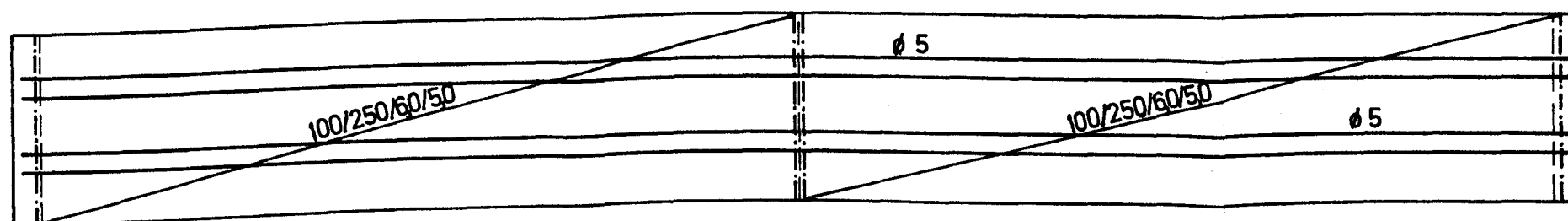


Obere Bewehrung

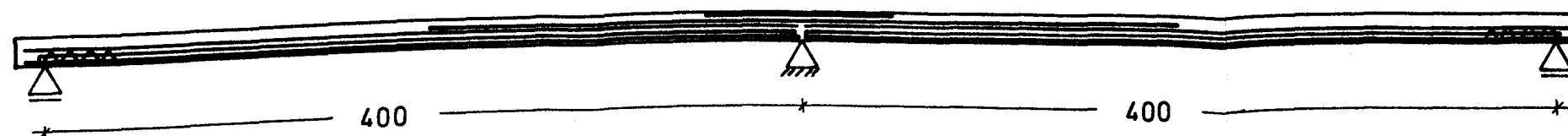


Maßstab 1:5

Untere Bewehrung



Schnitt B-B



Maßstab 1:33

Schal- und Bewehrungsplan

Platte 9

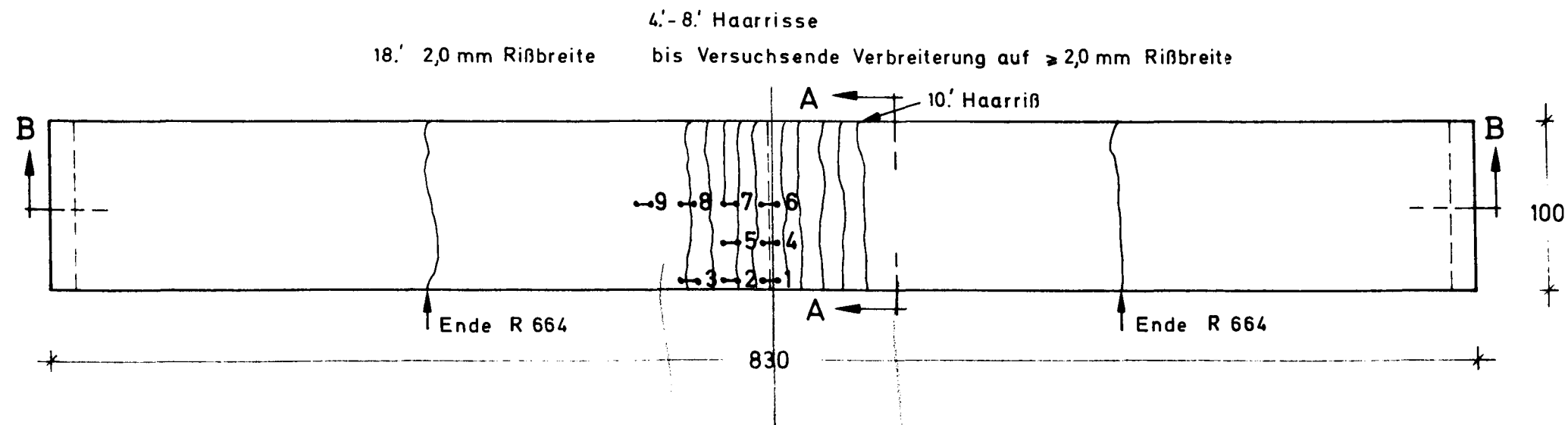
Durchlaufplatten unter Feuerangriff

Anlage

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

9.1

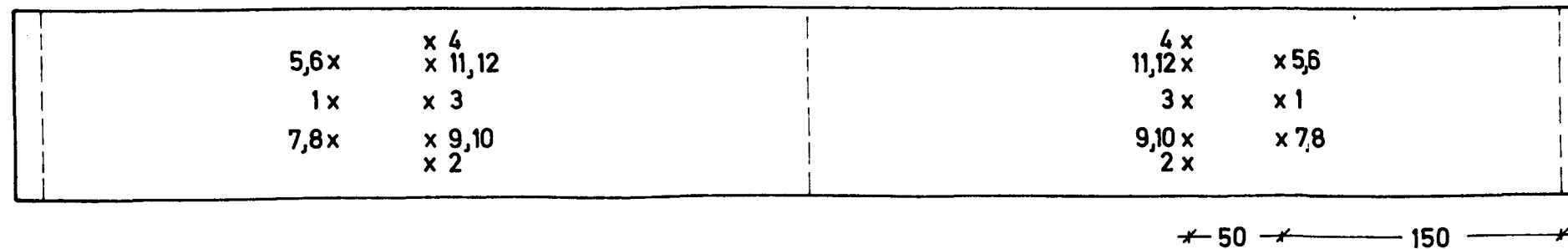
Dehnungsmeßstellen



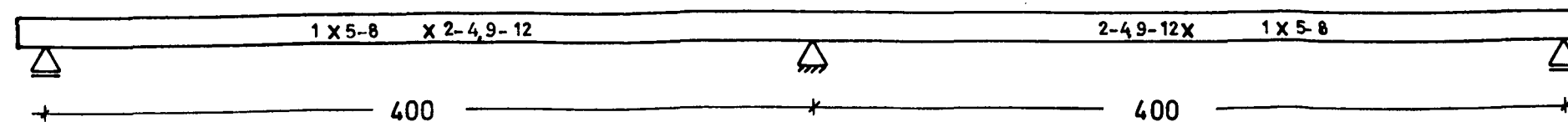
Schnitt A-A



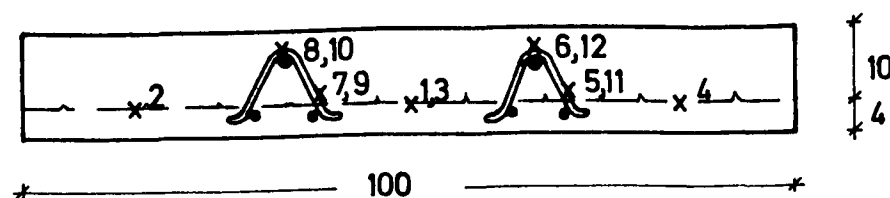
Temperaturmeßstellen



Schnitt B-B

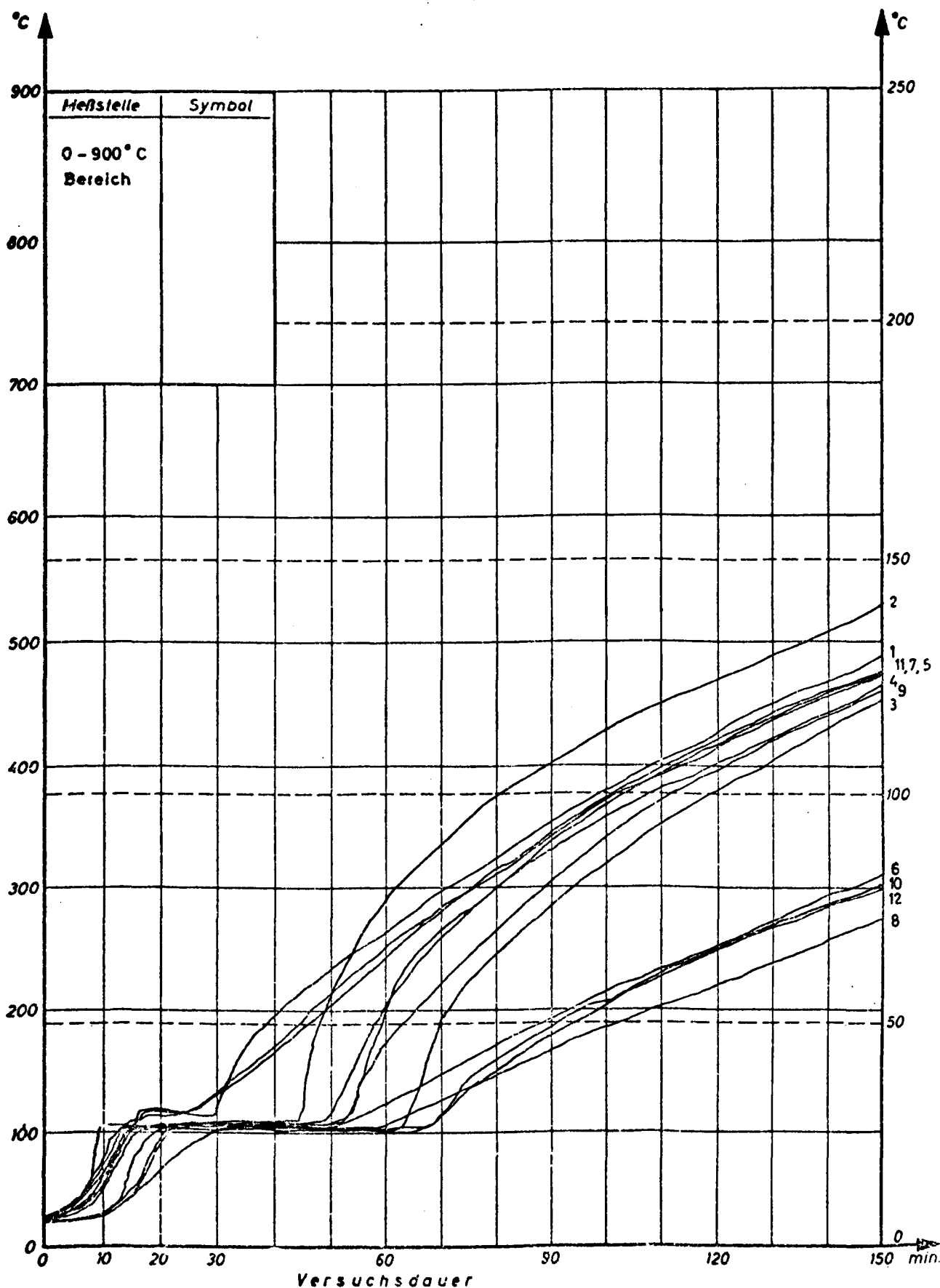


Maßstab 1:33



| Lage der Meßstellen und der Risse | Platte 9 |
|--|----------|
| Durchlaufplatten unter Feuerangriff | Anlage |
| Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen | 9.2 |

Temperaturen am Prüfkörper nach Schreiberdiagramm gezeichnet (Vorschub 60 mm/h)



Ausgangstemperatur
bei Versuchsbeginn 22 °C

Temperaturen am Prüfkörper

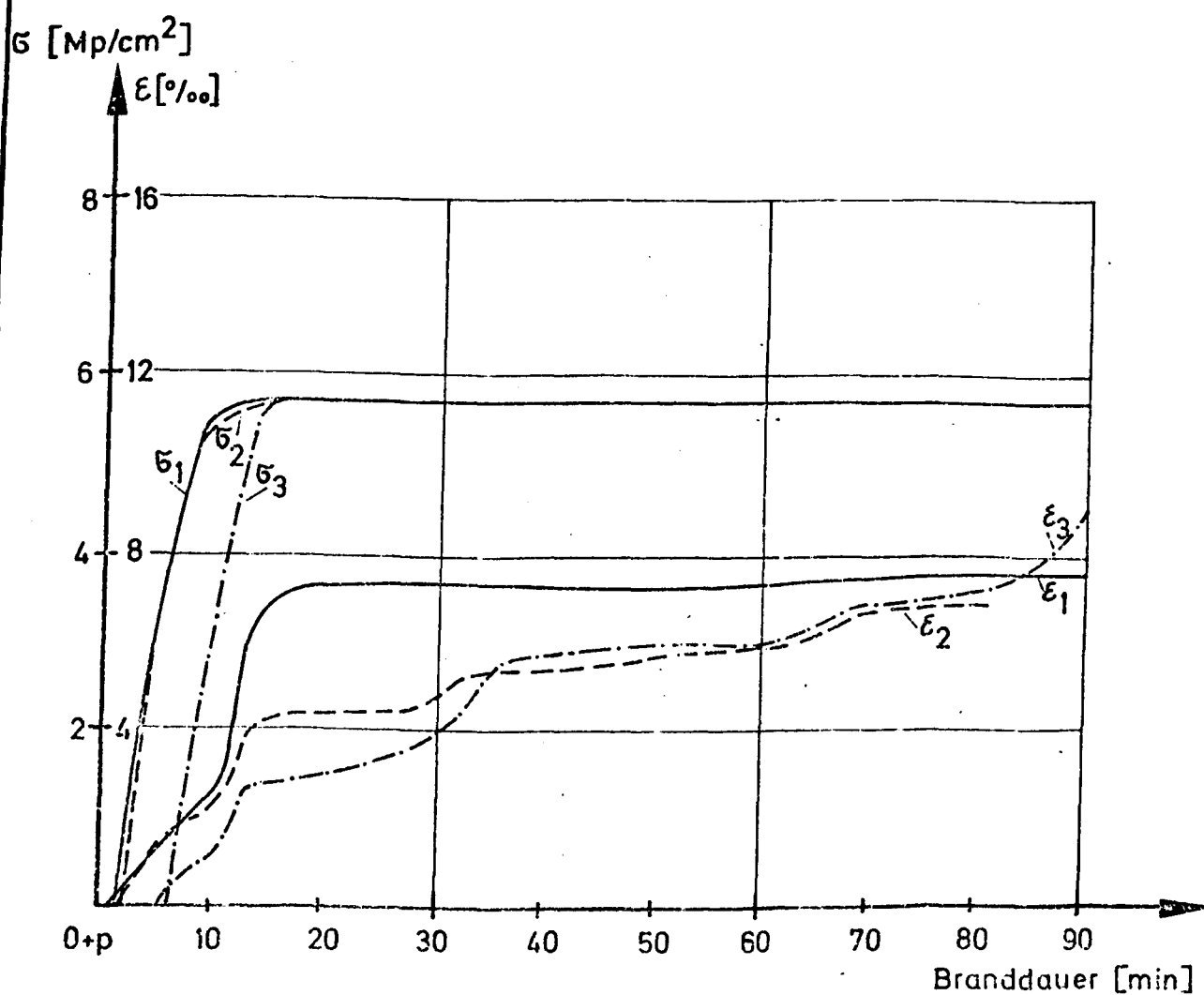
Platte 9

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Ämtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

9.3

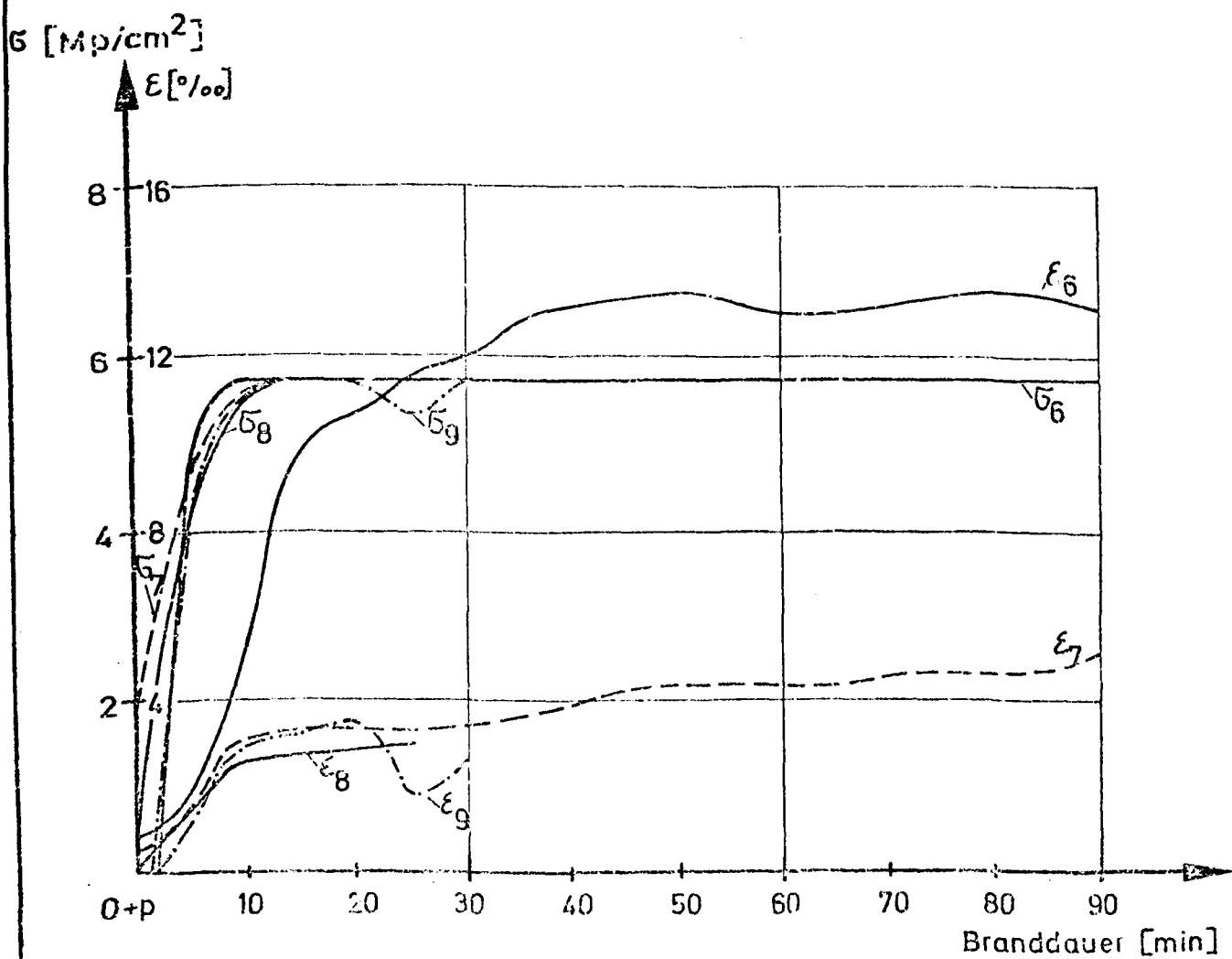


Stahldehnungen und -spannungen

Platte 9

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 9.4.1

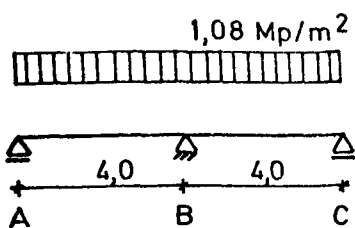


Stahldehnungen und -spannungen

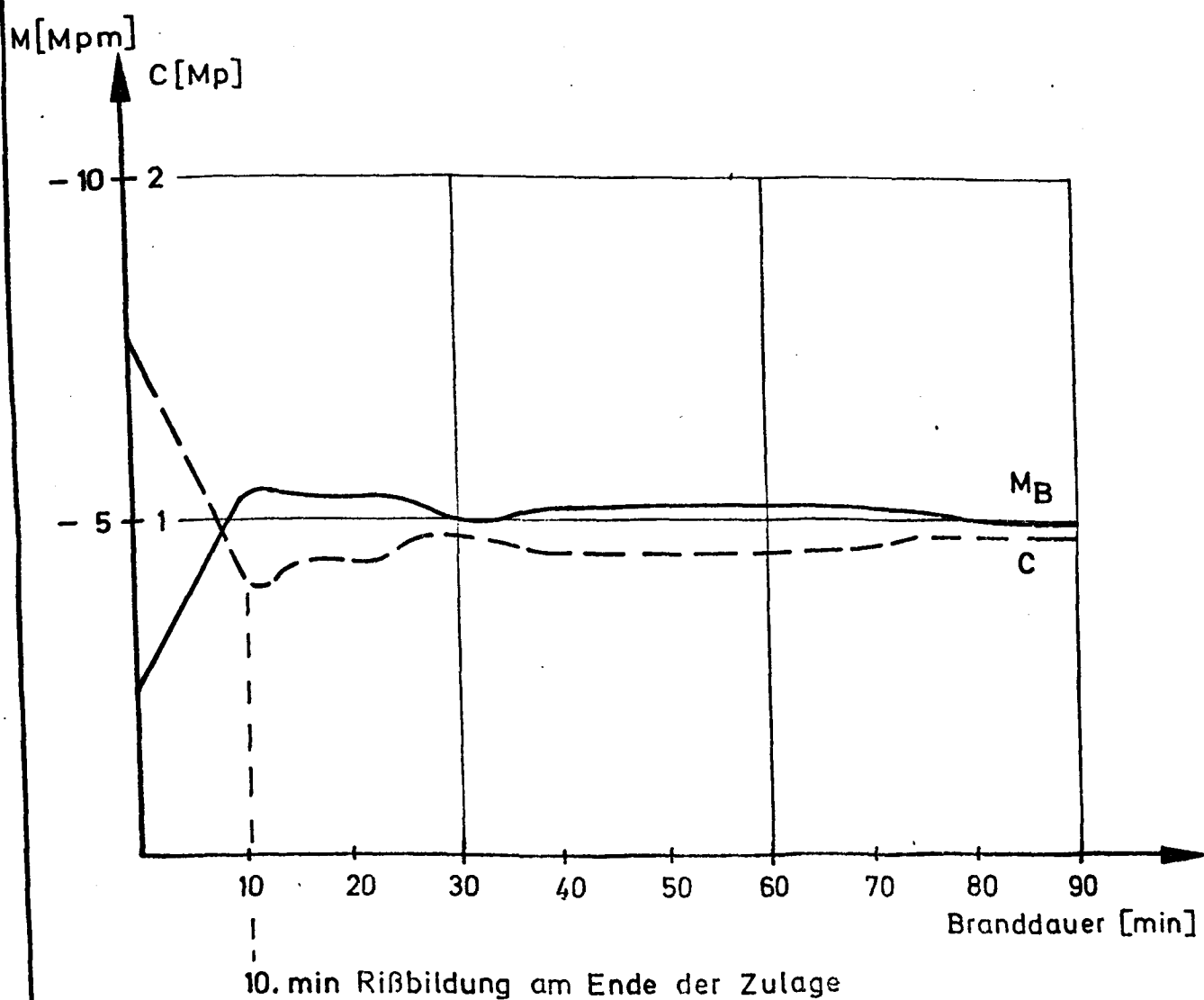
Platte 9

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 9.4.2



System



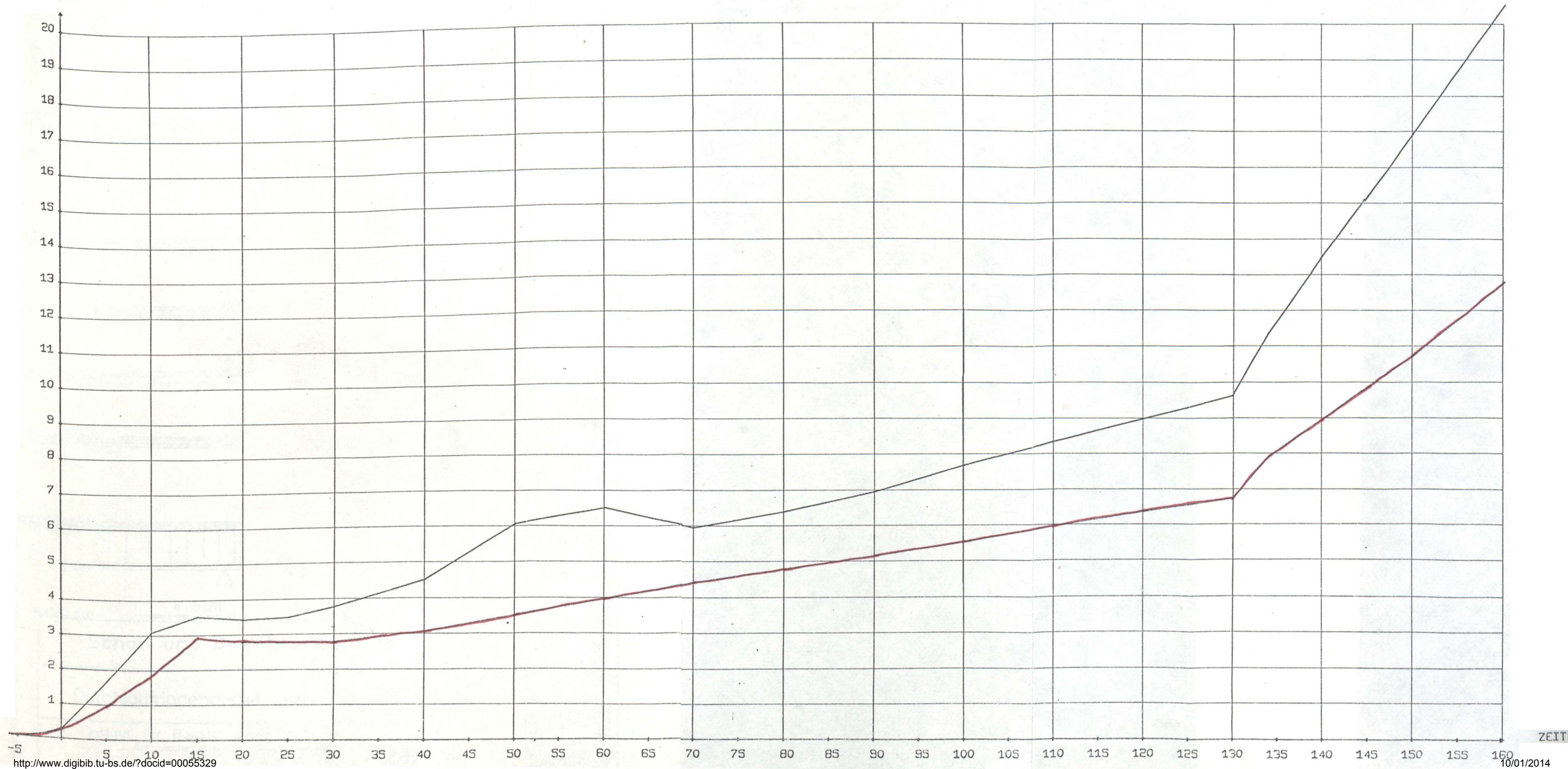
Veränderung der Schnittkräfte

Platte 9

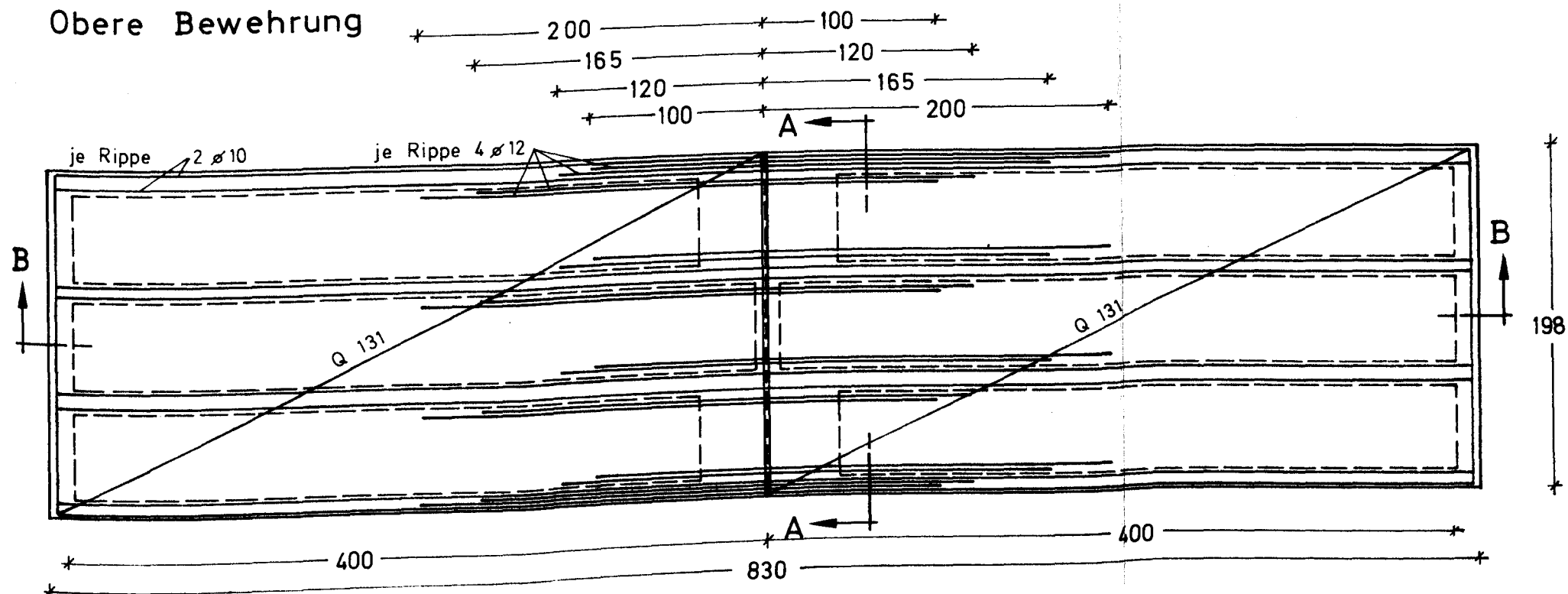
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 9.5

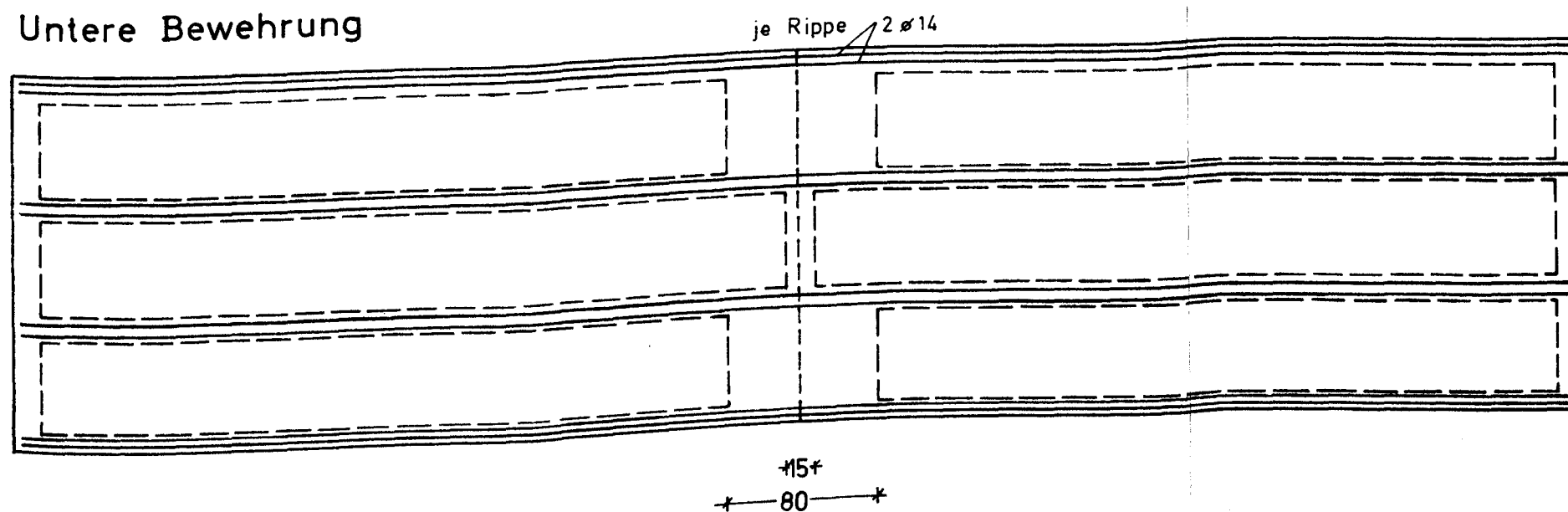
VERFORMUNG PLATTE 9 (Anlage 9.6)



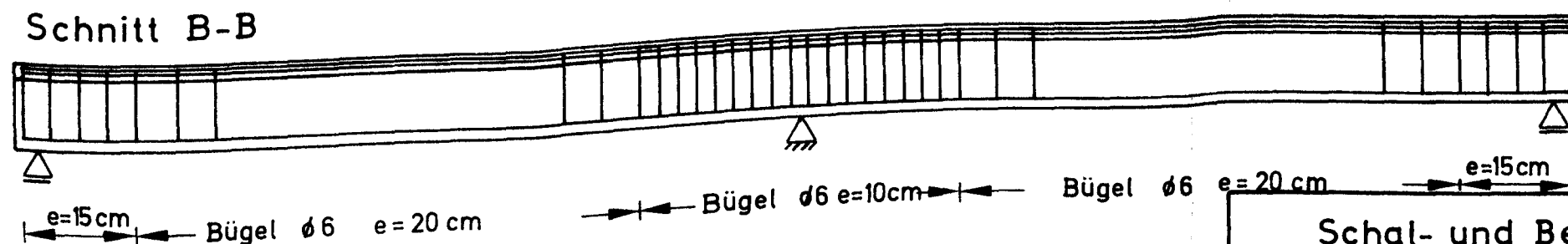
Obere Bewehrung



Untere Bewehrung

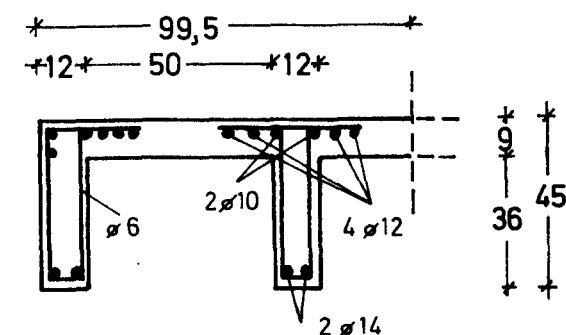


Schnitt B-B



Maßstab 1:33

Schnitt A-A



Maßstab 1:20

Schal- und Bewehrungsplan

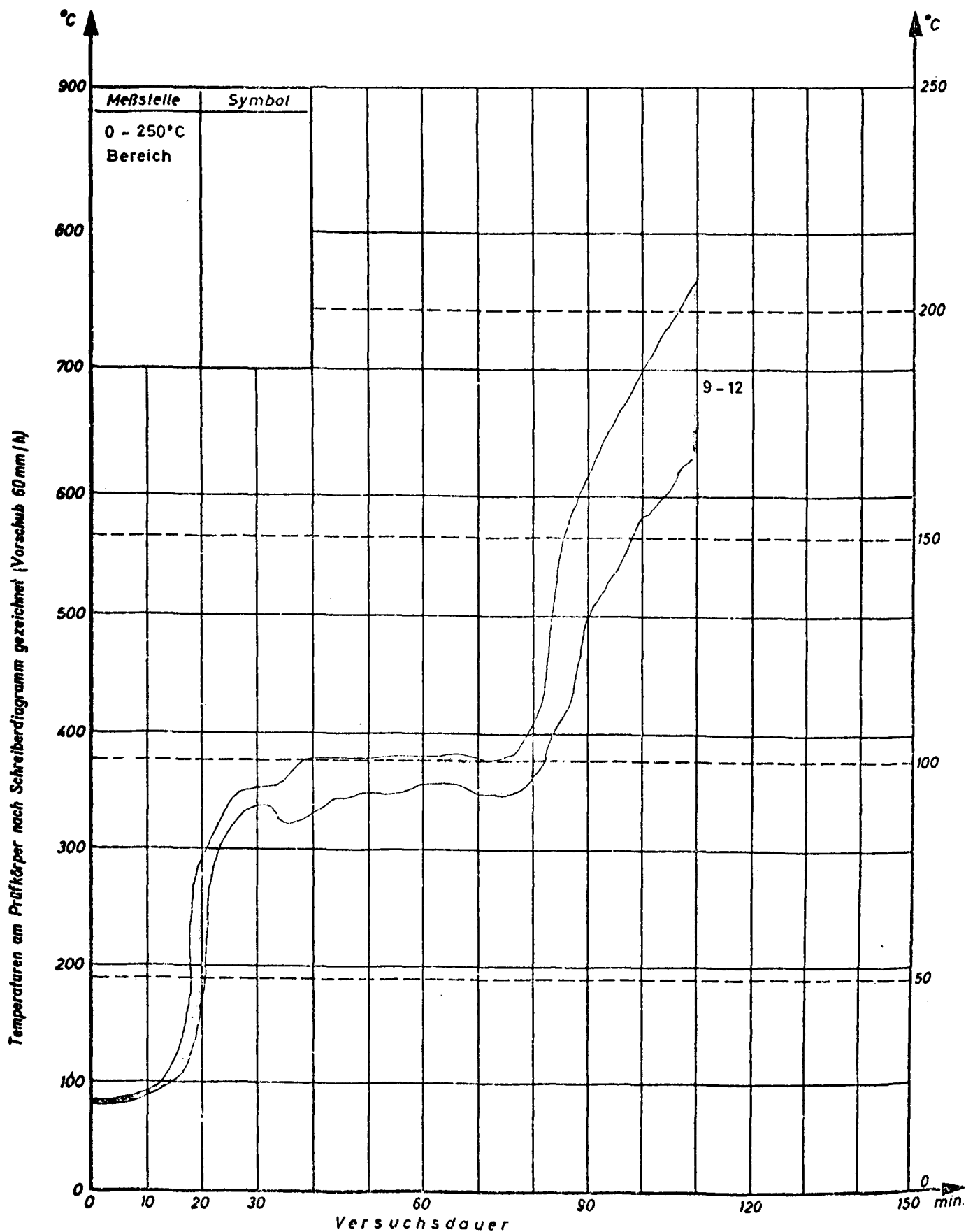
Rippendecke

Durchlaufrrippendecke unter Feuerangriff

Anlage

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

10.1

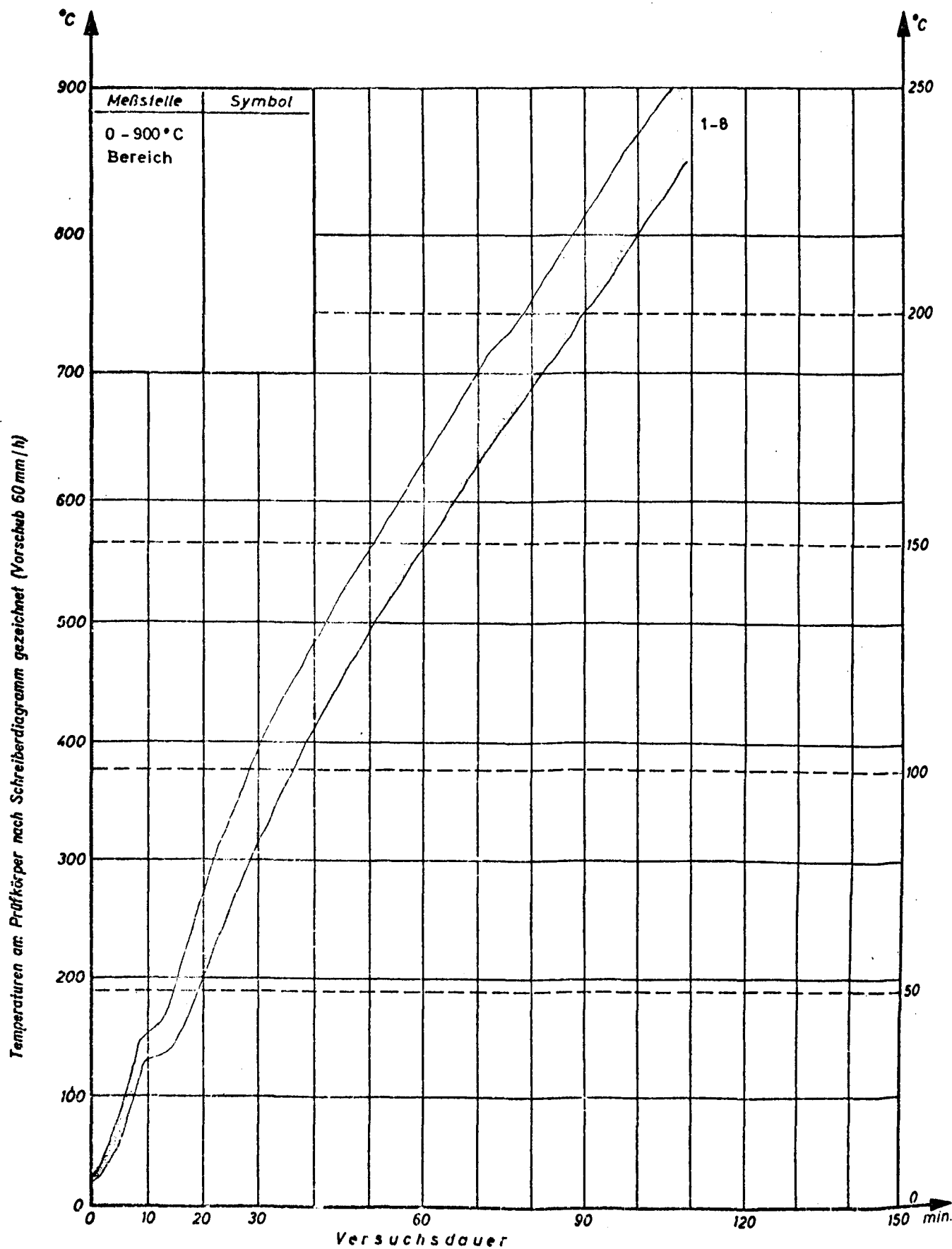


Temperaturen am Prüfkörper
 Rippendecke Oberflächentemperaturen

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
 Technische Universität Braunschweig
 Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

10.3.1

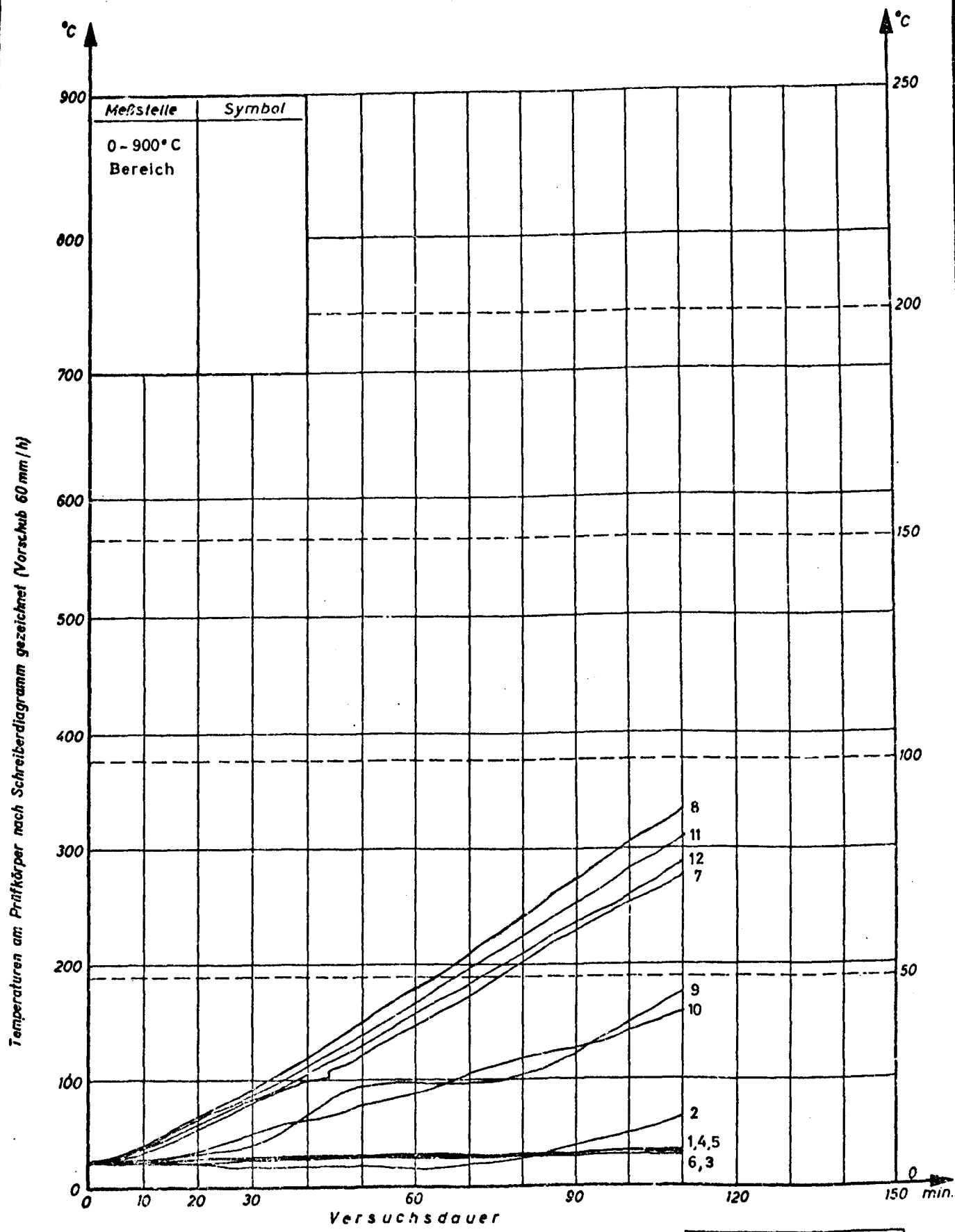


Temperaturen am Prüfkörper Rippendecke Feldbewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

10.3.2



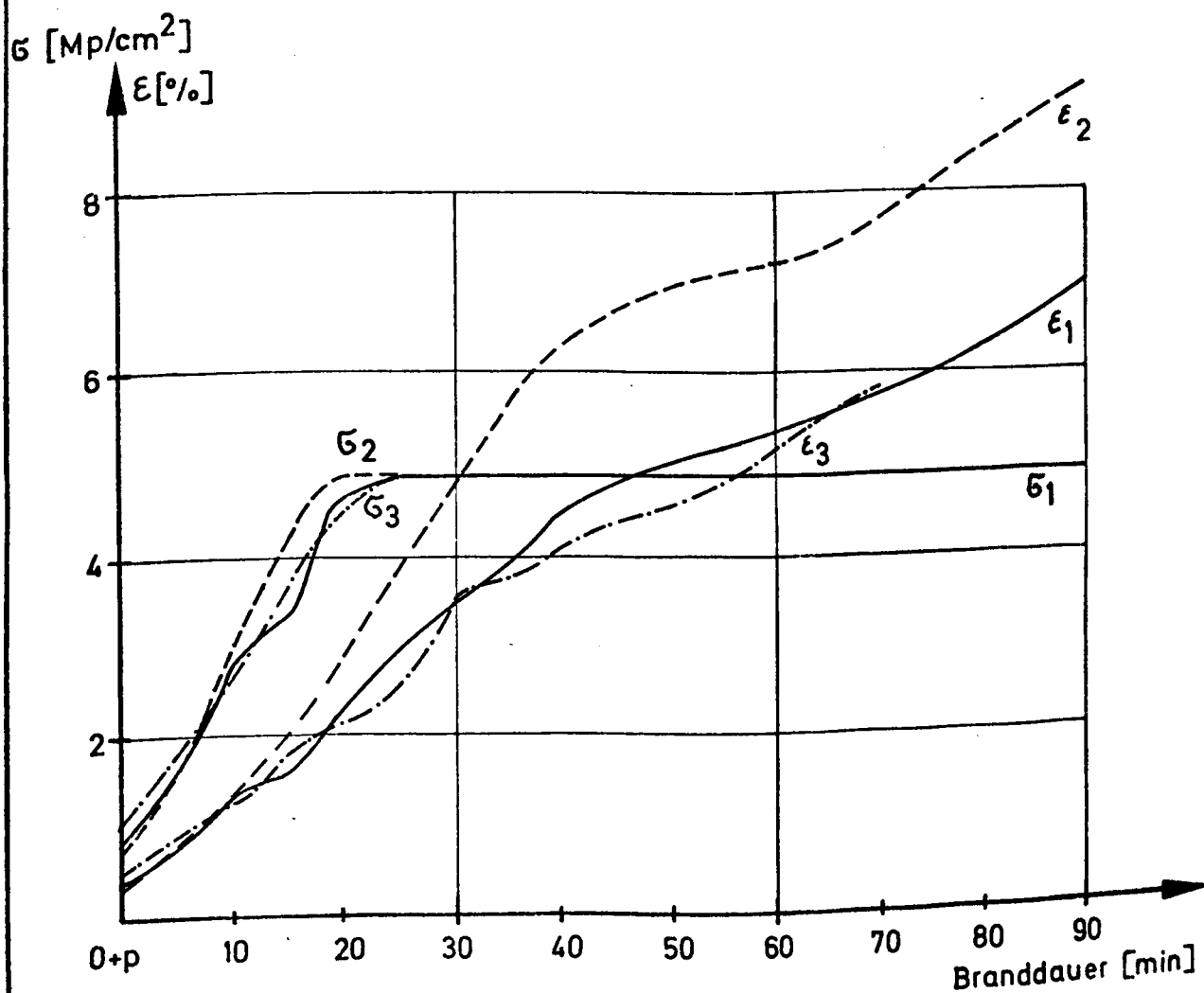
Temperaturen am Prüfkörper Rippendecke Stützbewehrung

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
 Technische Universität Braunschweig

Amliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage

10.3.3

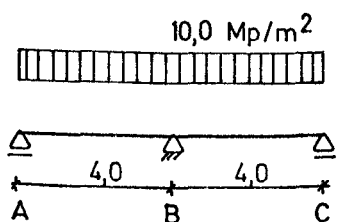


Stahldehnungen und -spannungen

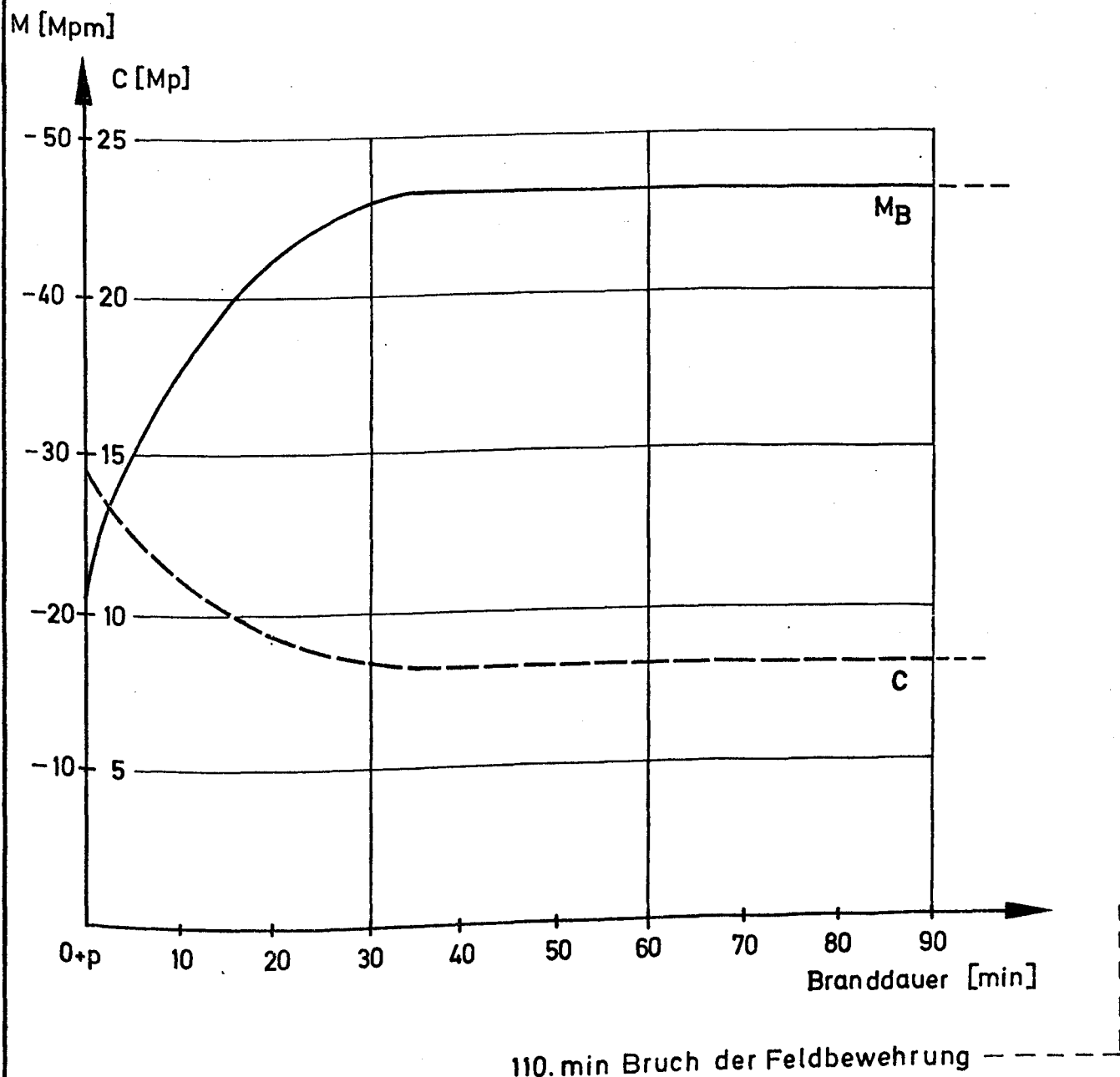
Rippendecke

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 10.4



System



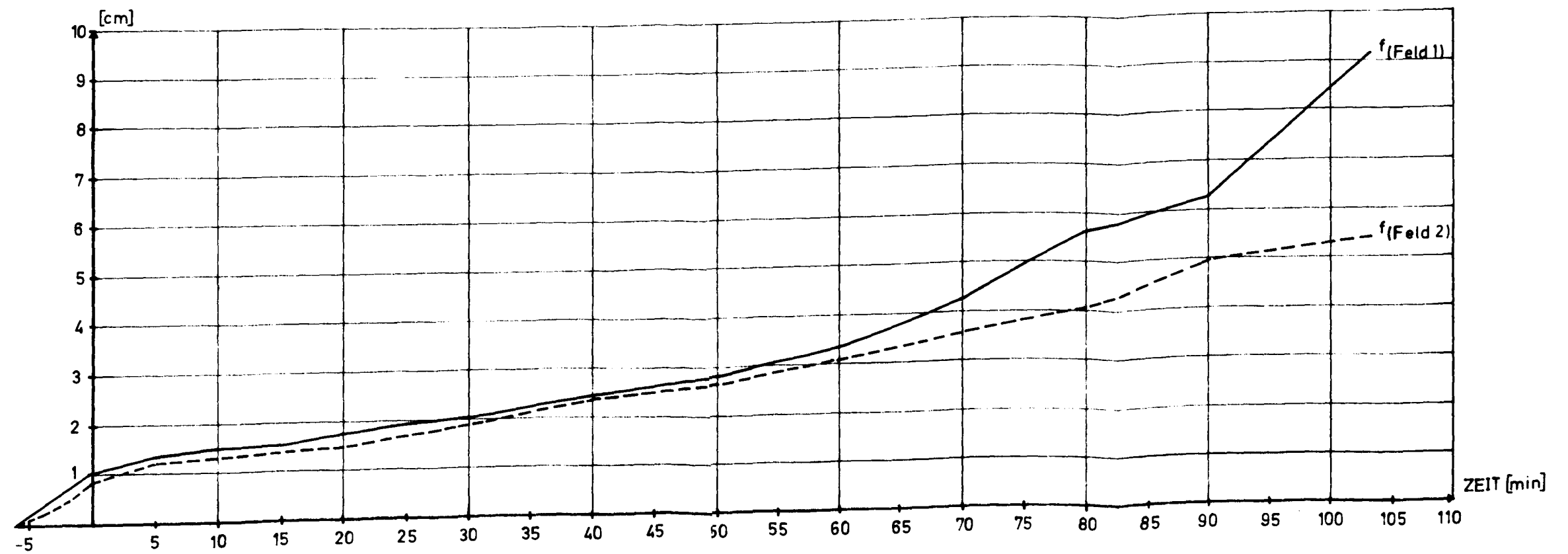
Veränderung der Schnittkräfte

Rippendecke

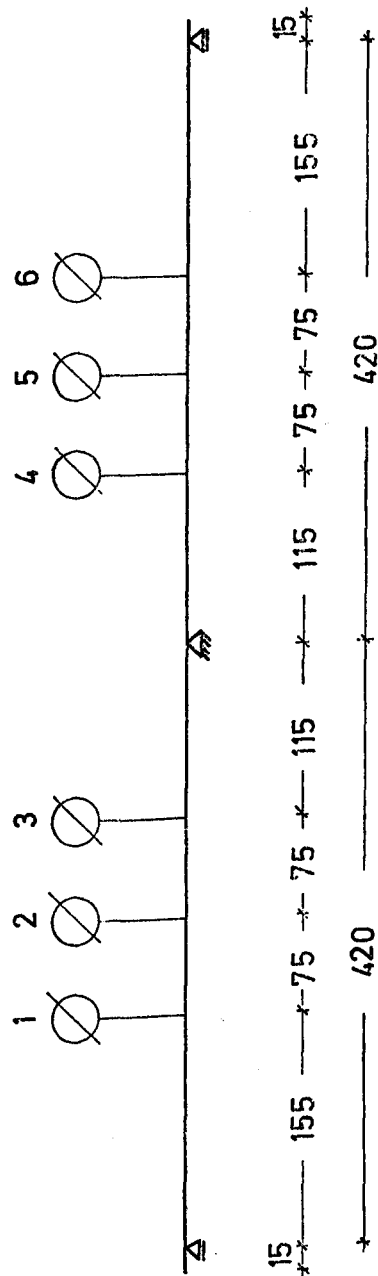
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 10.5

VERFORMUNG RIPPENDECKE (Anlage 10.6)



A.10.6



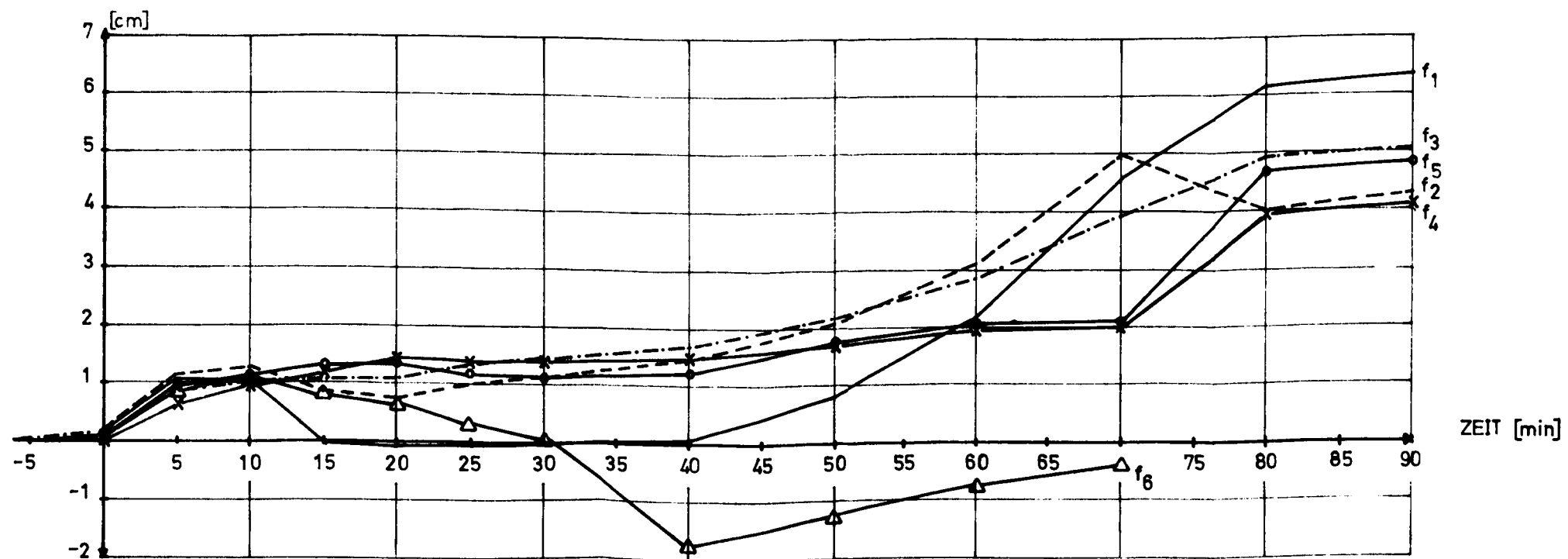
Systemskizze

Platte 11

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Anlage 11.2

VERFORMUNG PLATTE 11 (Anlage 11,6)



A. 11,6